



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
APARTEMEN GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON SURABAYA**

ASTRIAWATI
NRP 3113 100 003

Dosen Pembimbing
Dr. Tech. Umboro Lasminto, ST, Msc
Dr. Ir. Edijatno

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR-RC14-1501

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA LAGOON SURABAYA**

ASTRIAWATI
3113 100 003

Dosen Pembimbing :
Dr. Tech. Umboro Lasminto, ST, Msc
NIP. 1972120221998021001
Dr. Ir. Edijatno
NIP. 195203111980031003

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT-RC14-1501

**DRAINAGE SYSTEM PLANNING OF GRAND
DHARMA HUSADA LAGOON APARTMENT,
SURABAYA**

ASTRIAWATI
NRP 3113 100 003

Supervisor
Dr. Tech. Umboro Lasminto, ST, Msc
NIP. 197212021998021001
Dr.Ir.Edijatno
NIP. 195203111980031003

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**PERENCANAAN SISTEM DRAINASE
APARTEMEN GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON, SURABAYA**

TUGAS AKHIR

**Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
pada**

**Bidang Studi Hidroteknik
Program Studi S-1 Departemen Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember**

Oleh:

**ASTRIAWATI
NRP. 3113100003**

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir:

1. Dr. Tech Umboro Lasminto, ST, M.Sc (Pembimbing I)
2. Dr. Ir. Edijatno (Pembimbing II)

**SURABAYA
JANUARI 2017**

(Halaman Ini Sengaja dikosongkan)

PERENCANAAN SISTEM DRAINASE APARTEMEN GRAND DHARMA HUSADA LAGOON, SURABAYA

Nama Mahasiswa : Astriawati
NRP : 3113100003
Jurusan : Teknik Sipil FTSP ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Techn Umboro Lasminto, ST.,
M. Sc
Dr. Ir. Edijatno

Abstrak

Pembangunan Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon yang berlokasi di Jalan Raya Mulyosari mengakibatkan terjadinya perubahan tata guna lahan dimana yang awalnya merupakan daerah resapan air menjadi daerah limpasan air. Perubahan ini mengakibatkan debit limpasan meningkat sehingga kawasan apartemen harus direncanakan sistem drainasenya dengan baik agar tidak membebani saluran kota.

Pada tugas akhir ini dilakukan perencanaan sistem drainase Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon yang diawali dengan melakukan analisis hidrologi untuk mendapatkan debit banjir rencana. Setelah itu dilakukan analisis hidrolika untuk merencanakan dimensi saluran yang dapat mengalirkan air hujan dan limbah domestik yang dihasilkan oleh Apartemen. Sebelum dibuang menuju saluran kota, air hujan dan limbah domestik dari sebagian kawasan apartemen di tampung terlebih dahulu pada kolam tampung yang bertujuan untuk mengatur debit pembuangan agar tidak membebani saluran kota. Perencanaan diakhiri dengan analisa backwater pada akhir saluran kawasan apartemen menuju saluran kota.

Hasil dari perhitungan diperoleh, debit limpasan kawasan sebelum apartemen di bangun adalah sebesar 0,337 m³/detik dan setelah dibangun meningkat menjadi 0,879 m³/detik. Dimensi saluran dalam kawasan yangperlukan adalah 0,4 x 0,4m, 0,5 x

0,5m, 0,6 x 0,6, dan 0,8 x 0,8m. Saluran dalam kawasan apartemen dialirkan menuju kolam tampung yang direncanakan dengan luas 992 m² dan kedalam 2,5m dengan tinggi jagaan 0,5m. Kolam tampung ini mampu menampung volume maksimal sebesar 2637 m³. Air didalam kolam tampung dialirkan menuju saluran kota dengan bantuan dua buah pompa berkapasitas 0,1 m³/detik. Setelah adanya kolam tampung ini, debit outflow dari kawasan apartemen menuju saluran kota turun menjadi 0,271 m³/detik. Pada saluran outlet direncanakan pintu air yang berfungsi untuk menjaga agar tidak terjadi nya backwater dengan lebar pintu 0,8 m, tinggi pintu 0,5 m, dan tinggi bukaan pintu 0,4 m.

Kata Kunci : Drainase, Apartemen, Kolam Tampung

DRAINAGE SYSTEM PLANNING OF GRAND DHARMA HUSADA LAGOON APARTMENT, SURABAYA

Name : Astriawati
Identity Number : 3113100003
Major Department : Teknik Sipil FTSP ITS
Supervisor : Dr. Techn Umboro Lasminto,
ST, M. Sc
Dr. Ir. Edijatno

Abstract

The construction of Grand Dharma Husada Lagoon Apartment, which is located on Jalan Raya Mulyosari, has changed the land-use from water catchment area into water runoff area. This condition will increase the surface runoff that needs to be drained from the apartment. In order to prevent the city canal from overloading, drainage system in the apartment area should be designed properly.

The first step in planning the apartment's drainage system was conducting hydrological analysis, which resulted the flood discharge. Secondly, performing hydraulic analysis in order to accomodate surface runoff and also domestic waste from the Apartment towers. Before drained to the city canal, discharge from rainrall and domestic waste from several parts of the apartment are retained in the boezem. The planning was concluded with backwater analysis at the end of the channel of the apartment area, right before the city canal.

Based on the calculation results, discharge of the runoff area before the construction was $0.337 \text{ m}^3 / \text{sec}$, then escalated up to $0.879 \text{ m}^3 / \text{sec}$ after the construction. The channel dimension in the apartment area are $0,4 \times 0,4\text{m}$, $0,5 \times 0,5\text{m}$, $0,6 \times 0,6\text{m}$ and $0,8 \times 0,8\text{m}$. The boezem is designed with area of 992 m^2 , $2,5\text{m}$ in depth with safety height of $0,5\text{m}$. The boezem is able to accommodate the

maximum volume of 2637m³, and is complemented with two pumps with capacity of 0,1m³/s each to flow the discharge to the city canal. By functioning the pond facility, it is found that the outflow discharge from the apartment to the city channel has decreased to 0,271 m³/sec. A water gate is designed at the end of outlet channel to avoid the backwater from the city canal. It is 0,8m wide, with the height of 0,5 m, and opened space of 0,4m.

Keywords : Drainage, Apartment, Boezem.

KATA PENGANTAR

Segala puji dan syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT atas rahmat, hidayah-Nya, dan berkah-Nya penulis dapat menyelesaikan tugas akhir dengan judul “Perencanaan Sistem Drainase Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon, Surabaya” tepat pada waktunya.

Dalam proses pengerjannya, penulis menemui banyak kendala-kendala yang tidak dapat penyusun selesaikan tanpa bantuan dan dukungan dari berbagai pihak karena itu penyusun ingin mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada:

1. Allah SWT, yang telah memudahkan hamba-Nya dalam menyelesaikan laporan tugas akhir ini.
2. Orang tua penulis, Mohammad Brima Amzani Zoebir dan Susilawati serta kakak penulis, Anggiawati yang tiada hentinya selalu mendukung dan mendoakan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
3. Bapak Dr. Techn Umboro Lasminto, ST., M. Sc., dan Bapak Dr. Ir. Edijatno selaku dosen pembimbing yang dengan sabar selalu memberikan arahan dan bimbingannya dalam proses penyusunan Tugas Akhir ini.
4. Sahabat-sahabat saya, Decyntya Puspa Mega, Etza Nandira, Nurmala Devianti, Dwiky Bhaskara, Magistra Zuhair, MDG (Dwangga, Mahardika, Ridwan, Sondha, Fahmi, Vikan, Bageur), serta Genggezz (Safira, Anindita, Gita, Vanessa) yang selalu menyemangati, mensupport dan membantu saya selama proses penyusunan Tugas Akhir ini.
5. Keluarga Departmen Dalam Negeri terbaik, Pandu Hermawan, Dzakia Amalia Karima, Firsty Swastika, Faisal Haq, Ivan Dwi Ramadhan, Syatrio Lumacson, Gufra Ramadhana, Saocy Vidya, Rafi Setiaji, dan Rae Rizqy yang tiada henti nya menghibur serta mendukung saya dalam proses penyusunan tugas akhir ini.

6. Teman-teman S-56 yang tercinta, yang telah berjuang bersama-sama menyelesaikan studi di Jurusan Teknik Sipil ITS.
7. Adik-adik S-57, S-58 dan para kakak-kakak S54++, S55 yang senantiasa memberi dukungan dalam penyelesaian Tugas akhir ini.

Penulis berusaha menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan sebaik-baiknya dan menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna. Karena itu segala bentuk saran, koreksi dan kritik dari pembaca sangat penulis harapkan.

Surabaya, Juli 2017

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PENGESAHAN.....	i
Abstrak.....	iii
Abstract.....	v
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR GAMBAR.....	xii
DAFTAR TABEL.....	xv
BAB I PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Maksud dan Tujuan	2
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Lokasi Tinjauan.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	5
2.1 Analisis Hidrologi	5
2.1.1 Penentuan Hujan Wilayah	5
2.1.2 Analisis Hujan Rencana	6
2.1.3 Analisis Debit Banjir	18
2.1.4 Perhitungan Koefisien Aliran Permukaan	20
2.1.5 Perhitungan Debit Rencana (Q).....	22
2.1.6 Perhitungan Debit Limbah Domestik	23
2.2 Analisis Hidrolika.....	23
2.2.1 Debit Hidrolika.....	24

2.2.2	Perencanaan Saluran Drainase.....	25
2.2.3	Perencanaan Kolam Tampung.....	26
2.2.4	Perencanaan Pompa.....	28
BAB III METODOLOGI.....		31
3.1	Umum.....	31
3.2	Tahap Persiapan.....	31
3.2.1	Studi Literature.....	31
3.2.2	Survey Lapangan.....	31
3.3	Pengumpulan data.....	31
3.3.1	Data Hidrologi.....	32
3.3.2	Data Peta.....	32
3.4	Tahap Analisis Perencanaan.....	32
3.4.1	Analisis Hidrologi.....	32
3.4.2	Analisis Hidrolika.....	33
3.4.3	Perencanaan Kolam Tampungan.....	33
3.5	Analisis Backwater.....	33
3.6	Kesimpulan.....	33
3.7	Flowchart.....	34
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....		37
4.1	Analisis Data Curah Hujan.....	37
4.1.1	Penentuan Hujan Wilayah.....	37
4.1.2	Analisis Distribusi Curah Hujan Maksimum Harian Rencana.....	38

4.1.3 Uji Kecocokan Distribusi	44
4.1.4 Kesimpulan Analisis Frekuensi	59
4.1.5 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang	60
4.2 Sistem Jaringan Drainase Apartemen.....	60
4.2.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi	62
4.2.2 Perhitungan Intensitas Hujan (I).....	87
4.2.3 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C).....	87
4.2.4 Perhitungan Debit Limbah Domestik	94
4.2.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana	103
4.2.6 Perhitungan Dimensi Saluran	104
4.2.7 Perhitungan Kolam Tampung.....	111
4.2.8 Perencanaan Pompa Air	117
4.3 Analisis Backwater.....	121
4.4 Analisis Pintu Air	122
4.4.1 Perhitungan tinggi bukaan pintu.....	122
4.4.2 Perhitungan dimensi pintu air.....	123
4.4.3 Perhitungan stang pintu	124
BAB V KESIMPULAN.....	127
5.1 Kesimpulan.....	127
5.2 Saran.....	128
DAFTAR PUSTAKA	129
LAMPIRAN.....	130
BIODATA PENULIS.....	189

(Halaman Ini Sengaja dikosongkan)

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1 1 Peta Lokasi Perencanaan	3
Gambar 2 1 Contoh Polygen Thiesen	6
Gambar 2 2 Penampang Bentuk Persegi	25
Gambar 2 3 Grafik Hubungan antara inflow dan outflow pengaliran dengan pompa	26
Gambar 2 4 Hidrograf rasional kolam tampungan $t_c = t_d$	27
Gambar 2 5 Hidrograf rasional kolam tampungan $t_d > t_c$	28
Gambar 3 1 Diagram Alir Metodologi Pengerjaan	34
Gambar 4 1 Hasil Polygen Thiesen	37
Gambar 4 2 Tampak Sampling Apartemen	61
Gambar 4 3 Tampak Sampling Mall	62
Gambar 4 4 Denah Roof-Drain pada Atap Tower 1 – Tower 563	
Gambar 4 5 Denah Roof-Drain pada Atap Tower 6 – Tower 766	
Gambar 4 6 Denah Atap Mall	68
Gambar 4 7 Lokasi saluran dan Floordrain pada podium lantai 3 tower 1	71
Gambar 4 8 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 274	
Gambar 4 9 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 377	
Gambar 4 10 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 480	
Gambar 4 11 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 583	
Gambar 4 12 Lokasi STP pada kawasan apartemen	94
Gambar 4 13 Hidrograf Inlet STP	98
Gambar 4 14 Grafik Volume dan Waktu STP phase 1	100
Gambar 4 15 Grafik Volume dan Waktu STP phase 2	101
Gambar 4 16 Grafik Volume dan Waktu STP phase 3	102
Gambar 4 17 Grafik Volume dan Waktu STP phase MALL	103
Gambar 4 18 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = t_c$	114

Gambar 4 19 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = 40$ menit	114
Gambar 4 20 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = 50$ menit	115
Gambar 4 21 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = 60$ menit	116
Gambar 4 22 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = 90$ menit	116
Gambar 4 23 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = 100$ menit	117
Gambar 4 24 Grafik Hubungan Antara Waktu dan debit pada Pompa	118
Gambar 4 25 Analisis Backwater pada hilir saluran	121
gambar 1 Saluran Eksisting yang menerima limpasan dari kawasan apartemen	130
Gambar 2 Saluran Eksisting yang menerima limpasan dari kawasan apartemen	131
gambar 3 Brosur Box Culvert type U-ditch	154
Gambar 4 Brosur Pompa	155

DAFTAR TABEL

Tabel 2 1 Faktor Frekuensi untuk Sebaran Normal	8
Tabel 2 2 Nilai K Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III	12
Tabel 2 3 Nilai Reduced Variate untuk Metode Gumbel	13
Tabel 2 4 Y_n Untuk Metode Gumbel	14
Tabel 2 5 S_n untuk Metode Gumbel	14
Tabel 2 6 Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov-Kolmogorov	16
Tabel 2 7 Nilai Kritis untuk Uji Chi-Kuadrat	17
Tabel 2 8 Koefisien Limpasan untuk Metode Rasional (dari Mc. Guen, 1989)	21
Tabel 2 9 Koefisien ALiran untuk Metode Rasional (dari Hassing, 1995)	22
Tabel 2 10 Tipikal Harga Koefisien Kekasaran Manning (n)	24
Tabel 4 1 Data Hujan Stasiun Keputih	38
Tabel 4 2 Penentuan Return Period	38
Tabel 4 3 Urutan Data Hujan dari Terbesar ke Terkecil	40
Tabel 4 4 Perhitungan Parameter Statistik untuk distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III	41
Tabel 4 5 Perhitungan Distribusi Log Pearson III dan Log Normal	43
Tabel 4 6 Rekapitulasi C_s dan C_k perhitungan Distribusi	44
Tabel 4 7 Uji Chi Kuadrat – Distribusi Pearson Tipe III	48
Tabel 4 8 Uji Chi Kuadrat – Distribusi Normal	50
Tabel 4 9 Uji Chi Kuadrat – Distribusi Log Pearson III	53
Tabel 4 10 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Pearson III dan Normal	55
Tabel 4 11 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III	58

Tabel 4 12 Kesimpulan Uji Kecocokan	59
Tabel 4 13 Curah Hujan Periode Ulang Distribusi	60
Tabel 4 14 Perhitungan tC dari rooftop (elevasi +138,1m) untuk tower 1 – tower 5	65
Tabel 4 15 Perhitungan tC dari rooftop (elevasi +138,1m) untuk tower 6 – tower 7	67
Tabel 4 16 Perhitungan tC dari atap mall	69
Tabel 4 17 Perhitungan tC pada saluran podium lantai 3	73
Tabel 4 18 Rekapitulasi perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 1 menuju groundfloor	74
Tabel 4 19 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 276	
Tabel 4 20 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 379	
Tabel 4 21 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 482	
Tabel 4 22 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 485	
Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran	88
Lanjutan Tabel 4 19 Perhitungan C gabungan saluran Tabel 4 24	92
Tabel 4 25 Kapasitas STP pada kawasan Apartemen	95
Tabel 4 26 Perhitungan Kebutuhan air bersih dan limbah yang dihasilkan apartemen	95
Tabel 4 27 Rekapitulasi Debit Inflow pada STP	98
Tabel 4 28 Perhitungan Dimensi Saluran dan $Q_{hidrologi}$	106
Tabel 4 30 Rekapitulasi Saluran Inlet pada Kolam Tampung	112
Tabel 4 31 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan $t_d = 100$ menit dengan menggunakan 2 buah pompa kapasitas $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$	119
Tabel 1 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1994	132
Tabel 2 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1995	133
Tabel 3 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1996	134

Tabel 4 Curah Hujan Rata – rata harian Tahun 1997	135
Tabel 5 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1998	136
Tabel 6 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1999	137
Tabel 7 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2000	138
Tabel 8 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2001	139
Tabel 9 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2002	140
Tabel 10 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2003	141
Tabel 11 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2004	142
Tabel 12 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2005	143
Tabel 13 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2006	144
Tabel 14 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2007	145
Tabel 15 Tabel Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2008	146
Tabel 16 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2009	147
Tabel 17 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2010	148
Tabel 18 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2011	149
Tabel 19 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2012	150
Tabel 20 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2013	151
Tabel 21 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2014	152
Tabel 22 Tabel Luas Daerah di Bawah Kurva Normal	153
Tabel 23 Kebutuhan air Tower 1 – Tower 5	157
Tabel 24 Kebutuhan air Tower 6 – Tower 7	159
Tabel 25 Kebutuhan air Tower Mall	161
Tabel 26 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan STP phase 1 $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas $0,2 \text{ m}^3/\text{s}$	162
Tabel 27 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan STP phase 2 $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas $0,288 \text{ m}^3/\text{s}$	164

Tabel 28 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan STP phase 3 $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$	166
Tabel 29 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$	168
Tabel 30 Routing dengan $t_d = t_c$	170
Tabel 31 Routing dengan $TD = 40$ menit	171
Tabel 32 Routing dengan $t_d = 50$ menit	172
Tabel 33 Routing dengan $t_d = 60$ menit	173
Tabel 34 Routing dengan $t_d = 90$ menit	174
Tabel 35 Routing dengan $t_d = 100$ menit	176

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Surabaya merupakan kota terbesar kedua di Indonesia setelah Ibu Kota Jakarta. Saat ini perekonomian di Kota Surabaya sedang berkembang pesat sehingga secara tidak langsung berpengaruh terhadap tingkat kependudukan yang pada akhirnya kebutuhan terhadap tempat tinggal juga meningkat. Hal ini mengakibatkan semakin banyaknya pembangunan daerah pemukiman ataupun apartemen tepat nya di wilayah Surabaya Timur. Salah satu pembangunan apartemen yang sedang berlangsung adalah pembangunan apartemen Grand Dharma Husada Lagoon di Jalan Raya Mulyosari dengan saluran pembuangan akhir pada saluran Kalidami.

Sebelum ada nya pembangunan Apartemen, lokasi tersebut merupakan lahan kosong. Dengan adanya pembangunan apartemen ini maka terjadinya perubahan tata guna lahan yang sebelum nya merupakan daerah resapan air menjadi daerah limpasan air hujan. Hal ini juga mengakibatkan akan mengurangi lahan terbuka yang berfungsi menjadi daerah resapan air hujan. Perubahan fungsi lahan tersebut akan memperbesar nilai koefisien pengaliran (C). Perubahan koefisien pengaliran tersebut akan mengakibatkan bertambahnya debit limpasan yang harus dibuang ke saluran pembuang.

Sesuai dengan Peraturan Pemerintah Kota Surabaya no. 26 tahun 2008 tentang zero delta Q “Keharusan setiap bangunan tidak mengakibatkan bertambahnya debit air ke saluran drainase atau sistem aliran sungai.” maka apartemen harus mengatur pembuangannya agar debit air dari dalam kawasan apartemen tidak membebani saluran pembuang. Pengaturan pembuangan bisa dilakukan dengan analisis dan juga perencanaan saluran drainase

yang baik pada kawasan apartemen. Apabila kawasan tersebut menambahkan debit cukup besar yang dapat membebani saluran pembuangan maka harus dilaksanakan beberapa solusi untuk menahan air tersebut didalam kawasan salah satunya dengan perencanaan kolam tampung.

Selain itu, dilakukannya analisis terhadap saluran eksisting perlu dilakukan untuk mengetahui pengaruh yang disebabkan oleh adanya pembangunan apartemen tersebut terhadap saluran eksisting.

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah yang akan dibahas adalah :

1. Bagaimana perubahan koefisien pengaliran (C) sebelum dan sesudah pembangunan Apartemen?
2. Berapa debit aliran pada kawasan tersebut setelah dibangun apartemen?
3. Bagaimana pengaruh pembangunan apartemen pada saluran disekitar?

1.3 Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan meliputi :

1. Mengetahui pengaruh perubahan volume limpasan yang masuk ke sistem drainase eksisting akibat pembangunan Apartement Grand Dharma Husada Lagoon
2. Mengetahui jaringan drainase yang di rencanakan dan untuk menganalisis debit aliran dari sistem drainase pada kawasan apartemen.
3. Mengetahui pengaruh yang diberikan terhadap saluran sekitar setelah pembangunan apartemen.

1.4 Batasan Masalah

1. Tidak membahas teknik pelaksanaan di lapangan.
2. Tidak memperhitungkan anggaran biaya.
3. Tidak memperhitungkan struktur apartemen dan fasilitas nya.
4. Tidak memperhitungkan sedimen.

1.5 Lokasi Tinjauan

Studi ini dilaksanakan di Proyek Pembangunan Apartement Grand Dharma Husada Lagoon Surabaya pada kawasan Mulyosari. Sketsa peta situasi lokasi pembangunan apartement tersebut dapat dilihat pada gambar 1.1.



Gambar 1 1 Peta Lokasi Perencanaan
(Sumber : Google Maps)

(Halaman ini sengaja dikosongkan)

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Analisis Hidrologi

2.1.1 Penentuan Hujan Wilayah

Apabila dalam suatu daerah didapatkan lebih dari satu stasiun pengukuran yang ditempatkan secara terpencar. Dalam perhitungan hidrologi daerah sekitar diperlukan perhitungan hujan rata-rata.

Metode Polygon Thiessen

Perhitungan hujan rata-rata metode polygon thiessen dapat dilakukan dengan cara sebagai berikut :

- 1) Menghubungkan masing-masing stasiun hujan dengan garis polygon.
- 2) Membuat garis berat antara 2 stasiun hujan hingga bertemu dengan garis berat lainnya pada satu titik dalam polygon.
- 3) Luas are yang mewakili masing-masing stasiun hujan dibatasi oleh garis berat pada polygon.
- 4) Luas sub-area masing-masing stasiun hujan dipakai sebagai faktor pemberat dalam menghitung hujan rata-rata.
- 5) Sehingga perhitungan hujan rata-rata pada suatu daerah aliran sungai dapat dirumuskan :

$$P = \frac{(A_1P_1)+(A_2P_2)+(A_3P_3)+\dots+(A_nP_n)}{A_1+A_2+A_3+\dots+A_n} \quad (2.1)$$

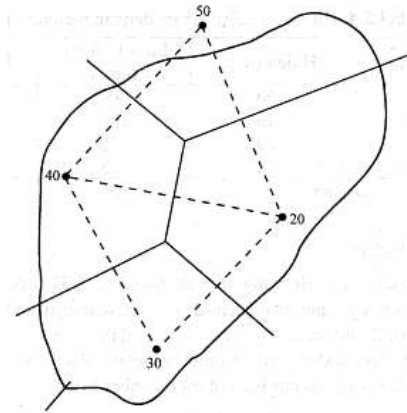
Dimana :

P : hujan rata-rata (mm)

P_1, P_2, P_3, P_n : jumlah hujan masing-masing stasiun yang diamati (mm).

A_1, A_2, A_3, A_n : luas sub-area yang mewakili masing-masing stasiun hujan (km²).

(Sumber : Nugroho Hadisusanto, 2010)



Gambar 2 1 Contoh Polygen Thiesen
(Sumber : Google)

2.1.2 Analisis Hujan Rencana

2.1.2.2 Analisis Distribusi Frekuensi

Dalam ilmu statistik dikenal beberapa macam distribusi frekuensi dan lima jenis distribusi yang banyak digunakan dalam bidang hidrologi, yaitu :

a. Distribusi Normal

Distribusi Normal sering juga disebut dengan Distribusi Gauss memiliki langkah langkah perhitungan sebagai berikut :

1. Menyusun data curah hujan dari yang terbesar ke yang terkecil.
2. Melakukan perhitungan harga rata-rata curah hujan dengan rumus berikut:

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} \text{ atau } \bar{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i \quad (2.2)$$

3. Menghitung kuadrat dari selisih curah hujan dengan curah hujan hujan dengan curah hujan rata-rata :

$$(x - \bar{X})^2 \quad (2.3)$$

4. Menghitung standar deviasi data hujan :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} \quad (2.4)$$

5. Menghitung harga koefisien Variasi data hujan :

$$C_v = \frac{s}{x} \quad (2.5)$$

6. Menghitung harga koefisien kemencengan(skewness) data hujan :

$$CS = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3 \quad (2.6)$$

7. Menghitung harga koefisien kortusis (keruncingan) data hujan :

$$\frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4 \quad (2.7)$$

Untuk aplikasi perhitungan hujan rencana distribusi normal menggunakan rumus :

$$X_T = \bar{X} + K_T x S \quad (2.8)$$

dimana :

$$K_T = \frac{X_T - \bar{X}}{S} \quad (2.9)$$

Adapun faktor frekuensi K untuk distribusi normal atau distribusi Gauss dapat ditetapkan berdasarkan fungsi periode ulang dan peluang seperti pada Tabel 2.1

Tabel 2 1 Faktor Frekuensi untuk Sebaran Normal

Periode Ulang, T (tahun)	Peluang	Kr
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,99	-2,33
1,050	0,95	-1,64
1,110	0,9	-1,28
1,250	0,8	-0,84
1,330	0,75	-0,67
1,430	0,7	-0,52
1,670	0,6	-0,25
2,000	0,5	0
2,5	0,4	0,25
3,33	0,3	0,52
4	0,25	0,67
5	0,2	0,84
10	0,1	1,28
20	0,05	1,64
50	0,02	2,05
100	0,01	2,33
200	0,005	2,58
500	0,002	2,88
1000	0,001	3,09

(Sumber : Suripin,2004)

b. Distribusi Log Normal

Jika variabel acak $Y = \text{Log } X$ terdistribusi secara normal, maka X dikatakan mengikuti distribusi Log Normal (Suripin,2004). Untuk distribusi Log Normal perhitungan curah hujan rencana menggunakan persamaan berikut ini :

$$Y_T = \bar{Y} + K_T x S \quad (2.10)$$

Dimana :

$$K_T = \frac{Y_T - \bar{Y}}{S} \quad (2.11)$$

Keterangan :

Y_T = Perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang T-tahunan,

\bar{Y} = Nilai rata-rata hitung variant,

S = Deviasi standar nilai variant,

K_T = Faktor frekuensi

Nilai faktor frekuensi K_T untuk distribusi log normal sama dengan distribusi normal, seperti ditunjukkan dalam Tabel 2.1, yang umum disebut sebagai tabel nilai variabel reduksi Gauss (*Variable reduced Gauss*).

(Sumber: Suripin, 2004)

c. Distribusi Pearson Tipe III

Distribusi Pearson Tipe III sering juga disebut dengan Distribusi Gamma.

Fungsi kerapatan peluang distribusi dari distribusi Pearson Tipe III adalah :

$$P(X) = \frac{1}{a(b)} \left[\frac{x-c}{a} \right]^{b-1} \cdot e^{-\left(\frac{x-c}{a}\right)} \quad (2.13)$$

Dimana :

$P(X)$: fungsi kerapatan peluang distribusi Pearson Tipe III

X : variabel acak kontinyu

a : parameter skala

b : parameter bentuk

c : parameter letal

D : (baca fungsi gamma)

Fungsi

Untuk $U = 1$, maka

Bila dilakukan transformasi : $\frac{X-c}{a} = W$ dan $dX/a = dW$, maka :

$$P(X) = \frac{1}{a(b)} (W)^{b-1} e^{-w} a. dw \quad (2.14)$$

Ke 3 parameter fungsi kerapatan (a,b dan c) dapat ditentukan dengan metode momen, dengan cara menghitung nilai :

\bar{X} = rata-rata

S = deviasi standar

CS = koefisien kemencengan

Sehingga :

$$a = \frac{CS \cdot S}{2} \quad (2.15)$$

$$b = \left(\frac{1}{CS} x^2 \right)^2 \quad (2.16)$$

$$c = \bar{X} - \frac{2S}{CS} \quad (2.17)$$

Maka akan diperoleh :

$$X = \frac{CS \cdot S}{2} W + \bar{X} - \frac{2S}{CS} \quad (2.18)$$

$$X = \bar{X} + \left[\frac{CS}{2} W - \frac{2}{CS} \right] \cdot S \quad (2.19)$$

$$X = \bar{X} + k \cdot S \quad (2.20)$$

Persamaan (2.21) bisa digunakan untuk menentukan persamaan distribusi Pearson Tipe III, dengan menentukan faktor k = faktor sifat dari distribusi Pearson Tipe III yang merupakan fungsi dari besarnya CS dan peluang.

(Sumber : Soewarno, 1995)

d. Distribusi Log Pearson III

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi log Pearson tipe III, adalah :

- 1.) Tentukan logaritma dari semua nilai variat X.
- 2.) Hitung nilai rata ratanya :

$$\log \bar{X} = \frac{\sum \log x}{n} \quad (2.21)$$

n : jumlah data

- 3.) Hitung nilai deviasi standarnya dari log X

$$S \log \bar{X} = \sqrt{\frac{\sum (\log x - \log \bar{X})^2}{n-1}} \quad (2.22)$$

- 4.) Hitung nilai koefisien kemencengan :

$$CS = \frac{n \sum (\log x - \log \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(S \log \bar{X})^3} \quad (2.23)$$

$$\log X = \overline{\log X} + k \overline{(S \log X)} \quad (2.24)$$

- 5.) Tentukan anti log dari log X, untuk mendapat nilai X yang diharapkan terjadi pada tingkat peluang atau periode tertentu sesuai dengan nilai CS nya. Nilai CS dapat dilihat pada tabel 2.2

Apabila nilai $CS = 0$, maka distribusi log pearson tipe III identik dengan distribusi log normal, sehingga distribusi kumulatifnya akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas grafik log normal. (sumber : Soewarno,1995)

Tabel 2.2 Nilai K Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III

Koef. Cs	Periode Ulang							
	1,0101	1,25	2	5	10	25	50	100
	Presentase Peluang Terlampaui							
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0.667	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.125	4.051
2,8	-0.714	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973
2,6	-0.769	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	2.889
2,4	-0.832	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800
2,2	-0.905	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705
2,0	-0.990	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.192	3.605
1,8	-1.087	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499
1,6	-1.197	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388
1,4	-1.318	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271
1,2	-1.449	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149
1,0	-1.588	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022
0,8	-1.733	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891
0,6	-1.880	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755
0,4	-2.029	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615
0,2	-2.178	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472
0,0	-2.326	-0.842	0.000	0.842	1.282	1.751	2.051	2.326
-0.2	-2.472	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178
-0.4	-2.615	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029
-0.6	-2.755	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880
-0.8	-2.891	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733
-1.0	-3.022	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588
-1.2	-2.149	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449
-1.4	-2.271	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318
-1.6	-2.388	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197
-1.8	-3.449	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087
-2.0	-3.605	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990
-2.2	-3.705	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905
-2.4	-3.800	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832
-2.6	-3.889	-0.490	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769
-2.8	-3.973	-0.469	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714
-3.0	-7.051	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667

(Sumber : Sri Harto, 1993)

e. Distribusi Gumbel

Perhitungan curah hujan rencana menurut metode Gumbel mempunyai langkah-langkah yang hampir sama dengan distribusi normal. Untuk distribusi Gumbel, perhitungan curah hujan rencana menggunakan persamaan berikut ini :

$$X_T = \bar{X} + KxS \quad (2.25)$$

dimana:

\bar{X} : Nilai rata-rata hitung variant,
 S : Deviasi standar nilai variant,

Nilai K (faktor probabilitas) untuk harga-harga ekstrim Gumbel dapat dinyatakan dalam persamaan:

$$K = \frac{Y_{Tr} - Y_n}{S_n} \quad (2.26)$$

dimana:

Y_n : *reduced mean* yang tergantung jumlah sampel atau data n (Tabel 2.4)

S_n : *reduced standard deviation* yang tergantung pada jumlah sampel atau data n (Tabel 2.5)

Y_{Tr} : *reduced variate*, yang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini:

$$Y_{Tr} = -\ln\left\{-\ln \frac{T_r - 1}{T_r}\right\} \quad (2.27)$$

Tabel 2 3 Nilai **Reduced Variate** untuk Metode Gumbel

Periode Ulang (tahun)	Reduced Variate
2	0,3655
5	1,9940
10	2,2502
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960
500	6,2140
1000	6,9190
5000	8,5390
10000	9,9210

(Sumber : Suripin, 2004)

Tabel 2 4 Yn Untuk Metode Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,495 2	0,499 6	0,530 5	0,507 0	0,510 0	0,512 8	0,515 7	0,518 1	0,520 2	0,522 0
20	0,523 6	0,525 2	0,526 8	0,528 3	0,529 6	0,530 9	0,532 0	0,553 2	0,534 3	0,535 3
30	0,536 2	0,537 1	0,538 0	0,538 8	0,539 6	0,540 3	0,541 0	0,541 8	0,542 4	0,543 0
40	0,546 3	0,544 2	0,544 8	0,545 3	0,545 8	0,546 3	0,546 8	0,547 3	0,547 7	0,548 1
50	0,548 5	0,548 9	0,549 3	0,549 7	0,550 1	0,550 4	0,550 8	0,551 1	0,551 5	0,551 8
60	0,552 1	0,552 4	0,552 7	0,553 0	0,553 3	0,553 5	0,553 8	0,554 0	0,554 3	0,554 5
70	0,554 8	0,550	0,555 2	0,555 5	0,555 7	0,555 9	0,556 3	0,556 5	0,556 7	0,556 7
80	0,556 9	0,557 0	0,557 2	0,557 4	0,557 6	0,557 8	0,558 0	0,558 1	0,558 3	0,558 5
90	0,558 6	0,558 7	0,558 9	0,559 1	0,559 2	0,559 3	0,559 5	0,559 6	0,559 8	0,559 9
100	0,560 0	0,560 2	0,560 2	0,560 4	0,560 6	0,560 7	0,560 7	0,560 8	0,561 0	0,561 1

(Sumber : Suripin,2004)

Tabel 2 5 Sn untuk Metode Gumbel

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,1226	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1881	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1959	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2020	1,2026	1,2026	1,2038	1,2044	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2073	1,2084	1,2084	1,2090	1,2093	1,2096

(Sumber : Suripin,2004)

2.1.2.2 Uji Kecocokan Parameter Distribusi

Diperlukannya pengujian parameter untuk menguji kecocokan (*the goodness of fit test*) distribusi frekuensi sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang akan diperkirakan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut.

(Sumber : Suripin, 2004)

Uji Smirnov – Kolmogorov

Uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan non parametrik (*non parametric test*), karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

Prosedurnya adalah sebagai berikut :

- 1.) Urutkan data (dari besar kekecil atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari masing masing data tersebut ;
 $X_1 P(X_1)$
 $X_2 P(X_2)$
 $X_m P(X_m)$
 $X_n P(X_n)$
- 2.) Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusinya) :
 $X_1 P'(X_1)$
 $X_2 P'(X_2)$
 $X_m P'(X_m)$
 $X_n P'(X_n)$
- 3.) Dari kedua nilai peluang tersebut tentukan selisih terbesar antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.
 $D = \text{maksimum} [P(X_m) - P'(X_m)] \quad (2.28)$
- 4.) Berdasarkan tabel nilai kritis Smirnov-Kolmogorov test) tentukan harga D_0 dari tabel 2.6.

Apabila D lebih kecil dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, apabila D lebih besar dari D_0 maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menemukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

Tabel 2.6 Nilai Kritis Do untuk Uji Smirnov-Kolmogorov

N	A			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N >	1,077	1,22	1,36	1,63
50	$\frac{1}{N^{0,5}}$	$\frac{1}{N^{0,5}}$	$\frac{1}{N^{0,5}}$	$\frac{1}{N^{0,5}}$

(Sumber : Soewarno,1995)

a. Uji Chi Kuadrat

Uji Chi-kuadrat dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter X^2 , oleh karena itu disebut uji Chi-Kuadrat. Parameter X^2 dapat dihitung dengan rumus :

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.29)$$

Keterangan :

 X_h^2 = parameter chi-kuadrat terhitung

G = jumlah sub – kelompok

 O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke i E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i

Parameter X_h^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai X_h^2 sama atau lebih besar dari pada nilai chi-kuadrat yang sederhana (X^2) dapat dilihat pada tabel 2. 7

Tabel 2 7 Nilai Kritis untuk Uji Chi-Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,00000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,278	9,210	10,597
3	0,00717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	36,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,212	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

(Sumber : Suripin,2004)

Prosedur uji Chi-Kuadrat adalah :

- 1.) Urutkan data pengamatan (dari besar ke kecil atau sebaliknya)
- 2.) Kelompokkan data menjadi G sub-group, tiap-tiap sub group minimal 4 data pengamatan.
- 3.) Jumlahkan data pengamatan sebesar O_i tiap-tiap sub group
- 4.) Jumlahkan data dari persamaan distribusi yang digunakan sebesar E_i
- 5.) Tiap tiap sub group hitung nilai

$$(O_i - E_i)^2 \text{ dan } \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2.30)$$

- 6.) Jumlah seluruh G sub group nilai $\frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$ untuk menentukan nilai chi-kuadrat hitung.
- 7.) Tentukan derajat kebebasan $dk = G - R - 1$ (nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial, dan nilai $R = 1$, untuk distribusi poisson)

Interpretasi hasilnya adalah :

- 1.) Apabila peluang lebih dari 5%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan dapat diterima.
- 2.) Apabila peluang lebih kecil 1%, maka persamaan distribusi teoritis yang digunakan tidak dapat diterima.
- 3.) Apabila peluang berada diantara 1-5% adalah tidak mungkin mengambil keputusan, misal perlu tambah data.

(Sumber : Suripin, 2004)

2.1.3 Analisis Debit Banjir

2.1.3.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi (T_c)

Waktu konsentrasi suatu DAS adalah waktu yang diperlukan oleh air hujan yang jatuh untuk mengalir dari titik terjauh sampai ke tempat keluaran DAS (titik kontrol) setelah tanah menjadi jenuh dan depresi-depresi kecil terpenuhi. Dalam hal ini diasumsikan bahwa jika durasi hujan sama dengan waktu konsentrasi, maka setiap bagian DAS secara serentak telah menyumbangkan aliran terhadap titik kontrol.

Waktu konsentrasi dapat juga dihitung dengan membedakannya menjadi dua komponen, yaitu (1) waktu yang diperlukan air untuk mengalir dipermukaan lahan sampai saluran terdekat t_o dan (2) waktu perjalanan dari pertama masuk saluran sampai titik keluaran t_f , sehingga

$$t_c = t_o + t_f \quad (2.31)$$

dimana

$$t_o = 1,44 \times \left(n_d \times \frac{l}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \text{ menit} \quad (2.32)$$

dan

$$t_f = \frac{Ls}{60 V} \text{ menit} \quad (2.33)$$

dimana

n_d : angka kekasaran Manning

s : kemiringan lahan

Ls : panjang lintasan aliran di dalam saluran/sungai (m)

V : kecepatan aliran di dalam saluran (m/detik)

l : panjang antara titik terjauh aliran dan inlet (m)

t_o : waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai inlet (oveland flow time, inlet time) (jam).

(Sumber : Suripin, 2004)

2.1.3.2 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar suatu periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya. Hubungan intensitas, lama hujan, dan frekuensi hujan biasanya dinyatakan dalam lengkung Intensitas-Durasi-Frekuensi (IDF=*Intensity-Duration-Frequency Curve*).

Berdasarkan data hujan jangka pendek, lengkung IDF dapat dibuat dengan beberapa cara, yaitu :

Rumus Mononobe

Rumus ini digunakan apabila data hujan jangka pendek tidak tersedia, yang ada hanya hujan harian.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^n \quad (2.34)$$

(Sumber : Suripin, 2004)

Dimana :

- I : intensitas hujan (mm/jam)
- R₂₄ : tinggi hujan max. Peretmal (mm)
- t : waktu / lama hujan (jam)
- n : konstanta

2.1.4 Perhitungan Koefisien Aliran Permukaan

Koefisien aliran permukaan (C), didefinisikan sebagai nisbah antara puncak aliran permukaan terhadap intensitas hujan. Faktor ini merupakan variabel yang paling menentukan hasil perhitungan debit banjir. Pemilihan harga C yang tepat memerlukan pengalaman hidrologi yang luas. Faktor utama yang mempengaruhi C adalah laju infiltrasi tanah atau prosentase lahan kedap air, kemiringan lahan, tanaman penutup tanah, dan intensitas hujan. Permukaan kedap air, seperti perkerasan aspal dan atap bangunan, akan menghasilkan aliran hampir 100% setelah permukaan menjadi basah, seberapa pun kemiringannya.

Koefisien limpasan juga tergantung pada sifat dan kondisi tanah. Laju infiltrasi menurun pada hujan yang terus menerus dan juga dipengaruhi oleh kondisi kejenuhan air sebelumnya. Faktor lain yang juga memperngaruhi adalah air tanah, derajat kepadatan tanah, porositas tanah, dan simpanan depresi. Harga C untuk berbagai tipe tanah dan penggunaan lahan di sajikan dalam Tabel 2.8

Harga C yang ditampilkan pada tabel tersebut belum memberikan rincian masing-masing faktor yang berpengaruh terhadap besarnya nilai C. Oleh karena itu, Hassing (1995) menyajikan cara penentuan faktor C yang mengintegrasikan nilai yang mempesentasikan beberapa faktor yang mempengaruhi

hubungan antara hujan dan aliran, yaitu topografi, permeabilitas tanah, penutup lahan, dan tata guna tanah yang disajikan dalam Tabel 2.8

Tabel 2 8 Koefisien Limpasan untuk Metode Rasional (dari Mc. Guen, 1989)

No.	Deskripsi lahan / karakter permukaan	Koefisien Aliran C
1.	Bussines Perkotaan Pinggiran	0,70 – 0,95 0,50 – 0,70
2.	Perumahan Rumah Tunggal Multiunit, terpisah Multiunit, tergabung Perkampungan Apartemen	0,30 – 0,50 0,40 – 0,60 0,60 – 0,75 0,25 – 0,40 0,50 – 0,70
3.	Industri Ringan Berat	0,50 – 0,80 0,60 – 0,70
4.	Perkerasan Aspal dan beton Batu bata, paving	0,50 – 0,80 0,60 – 0,90
5.	Atap	0,75 – 0,95
6.	Halaman, tanah berpasir Datar 2% Rata – rata 2-7% Curam 7%	0,50- 0,10 0,10 – 0,15 0,15 – 0,20
7.	Halaman, tanah berpasir Datar 2% Rata – rata 2-7% Curam 7%	0,13 – 0,17 0,18 – 0,22 0,25 – 0,35
8.	Halaman kereta api	0,10 – 0,35
9.	Taman tempat bermain	0,20 – 0,35
10.	Taman, perkuburan	0,10 – 0,25
11.	Hutan Datar 2% Rata – rata 2-7% Curam 7%	0,10 – 0,40 0,25 – 0,50 0,30 – 0,60

(sumber : Suripin, 2004)

Tabel 2 9 Koefisien ALiran untuk Metode Rasional (dari Hassing,1995)

Koefisien Aliran $C = C_1 + C_s + C_v$					
Topografi, C_1		Tanah, C_s		Vegetasi, C_v	
Datar (<1%)	0,03	Pasir dan Gravel	0,04	Hutan	0,04
Bergelombang (1-10%)	0,08	Lempung berpasir	0,08	Pertanian	0,11
Perbukitan (10-20%)	0,16	Lempung dan lanau	0,16	Padang rumput	0,21
Pegunungan(>20%)	0,26	Lapisan batu	0,26	Tanpa tanaman	0,28

(Sumber : Suripin,2004)

Tabel 2.8 Dan 2.9, menggambarkan penggunaan nilai Koefisien C untuk lahan yang sama, dimana kondisi seperti ini sangat jarang ditemui untuk lahan luas. Apabila DAS terdiri dari lebih satu jenis lahan dengan koefisien aliran permukaan yang berbeda, maka koefisien C yang digunakan adalah C gabungan yang dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$C_{gabungan} = \frac{\sum_{i=1}^n C_i \cdot A_i}{\sum_{i=1}^n A_i} \quad (2.35)$$

Dimana :

A_i : luas lahan dengan jenis penutup tanah i

C_i : koefisien aliran permukaan jenis penutup tanah i

n : jumlah jenis penutup lahan

(Sumber : Suripin,2004)

2.1.5 Perhitungan Debit Rencana (Q)

Perhitungan debit rencana sangat diperlukan untuk memperkirakan besarnya debit hujan maksimum yang sangat mungkin pada periode tertentu. Terdapat dua metode yang digunakan dalam perhitungan debit rencana, yaitu metode rasional dan metode hidrograf satuan.

Metode rasional

Metode rasional digunakan untuk menghitung debit rencana pada saluran yang memiliki luas daerah aliran sungai (DAS) tidak terlalu besar. Rumus yang digunakan dalam metode rasional ialah :

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A \quad (2.36)$$

(Sumber : Suripin, 2004)

Dimana :

- Q : debit puncak banjir (m^3/dt)
- C : koefisien pengaliran
- I : intensitas hujan (mm/jam)
- A : luas daerah yang ditinjau (km^2)

2.1.6 Perhitungan Debit Limbah Domestik

Perhitungan debit air limbah berdasarkan konsumsi air bersih per orang per hari. Besarnya air bersih yang akan menjadi air limbah tersebut diperkirakan sebanyak 70% hingga 80% dari penggunaan air bersih. Estimasi debit air limbah di peroleh dengan persamaan berikut :

$$Q \text{ air bersih} = \text{Kebutuhan air bersih/orang} \times \text{Jumlah penduduk} \quad (2.37)$$

$$Q \text{ air limbah} = (70-80\%) \times Q \text{ air bersih} \quad (2.38)$$

2.2 Analisis Hidrolika

Dilakukannya analisis hidrolika sangat diperlukan untuk merencanakan dimensi saluran drainase yang dapat menampung limpasan baik ditinjau hidrolika maupun dari elevasi lapangan. Kapasitas saluran adalah sebagai debit maksimum yang mampu dilewatkan oleh setiap penampang saluran. Kapasitas saluran ini digunakan sebagai acuan untuk menyatakan angka debit yang direncanakan tersebut mampu untuk ditampung oleh saluran pada kondisi eksisting tanpa terjadi peluapan air sehingga apabila terjadi genangan hal yang dapat dijadikan alternatif adalah perencanaan

ulang dimensi saluran eksisting. Perencanaan dimensi saluran ini dilakukan dengan menggunakan perumusan hidrolika seperti dijelaskan dibawah ini.

2.2.1 Debit Hidrolika

Dalam merencanakan dimensi penampang saluran, digunakan rumusan :

Rumus Manning :

$$Q = V \cdot A \quad (2.39)$$

$$V = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.40)$$

(Sumber : Suripin, 2004)

Dimana :

V : kecepatan disaluran (m/dt)

n : koefisien kekasaran (tabel 2.10)

R : jari-jari hidrolis (m)

S : kemiringan saluran

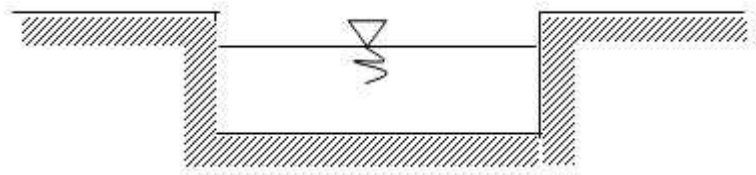
Tabel 2 10 Tipikal Harga Koefisien Kekasaran Manning (n)

No.	Tipe Saluran dan Jenis Bahan	Harga n		
		Minimum	Normal	Maksimum
1	Beton			
	- Gorong-gorong lurus dan bebas dari kotoran	0,010	0,0111	0,013
	- Gorong-gorong dengan lengkungan dan sedikit kotoran/gangguan	0,011	0,013	0,014
	- Beton dipoles	0,011	0,012	0,014
2	- Saluran pembuang dengan bak kontrol	0,013	0,015	0,017
	Tanah, lurus dan seragam			
	- Bersih baru	0,016	0,018	0,020
	- Bersih telah melapuk	0,018	0,022	0,025
	- Berkerikil	0,022	0,025	0,030
	- Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0,022	0,027	0,033

3	Saluran alam			
	- Bersih lurus	0,025	0,030	0,033
	- Bersih, berkelok-kelok	0,033	0,040	0,045
	- Banyak tanaman	0,050	0,070	0,08
	- Dataran banjir berumput	0,025	0,030	0,035
	- Saluran dibelukar	0,035	0,050	0,07

(Sumber : Suripin, 2004)

2.2.2 Perencanaan Saluran Drainase Perhitungan Penampang Bentuk Persegi



Gambar 2 2 Penampang Bentuk Persegi

$$A = b \cdot h \quad (2.41)$$

$$P = b + 2 \cdot h \quad (2.42)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.43)$$

Dimana :

b : lebar saluran (m)

h : tinggi muka air (m)

A : luas penampang saluran (m²)

R : jari-jari hidrolis (m)

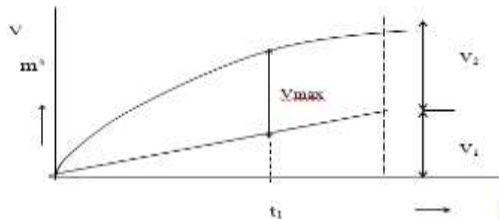
(Sumber : Fifi Sofia, 2006)

2.2.3 Perencanaan Kolam Tampung

Dalam perencanaan sistem drainase pada kawasan Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon diharapkan debit yang dikeluarkan ke saluran luar seminimal mungkin, sehingga dibutuhkan penampungan air. Penampungan air yang dimaksudkan dapat berupa kolam tampung. Prinsip hidrolik kerja kolam tampungan meliputi hubungan antara inflow (I, aliran masuk ke kolam tampungan dari saluran-saluran drainase) dan outflow (O, aliran keluar dari kolam tampungan). Untuk pengaturan keluarnya debit air dari kawasan yaitu seperti berikut:

Pengaliran dengan pompa

Air dalam kolam tampungan dibuang dengan bantuan pintu air atau pompa dengan debit konstan. Berikut grafik hubungan volume inflow dan outflow yang akan terjadi dikolam tampungan terhadap waktu yang ditunjukkan pada gambar 2.3 Dibawah ini



Gambar 2.3 Grafik Hubungan antara inflow dan outflow pengaliran dengan pompa
(Sumber : Fifi Sofia, 2006)

Dimana :

V : Volume limpasan total (m^3)

V_1 : Volume yang dibuang dengan bantuan pompa dengan debit konstan (m^3)

V_2 : Volume akhir kolam tampungan (m^3)

V_{max} : Volume maksimum kolam tampungan (m^3)

t : waktu (menit)

Dimensi Kolam Tampung

Besarnya dimensi kolam tampungan tergantung dari besarnya hasil perhitungan volume limpasan air dari kolam tampungan sementara / long storage. Volume limpasan dapat dinyatakan sebagai luas segitiga. Berhubungan data yang digunakan adalah hujan harian distribusi setiap waktunya tidak diketahui.

Volume air hujan yang jatuh diatas lahan dihitung dengan rumus :

$$V = C . R . A \quad (2.44)$$

Dimana :

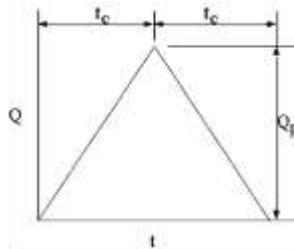
R : Intensitas hujan (mm/jam)

A : Luas lahan (m²)

C : Koefisien pengaliran

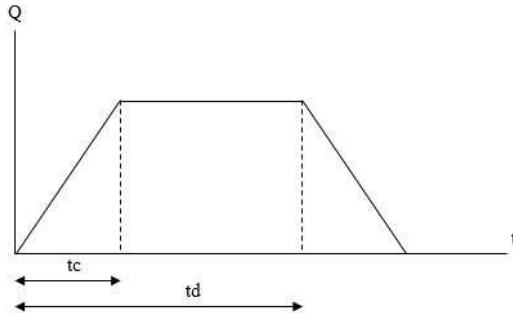
Volume yang dapat dialirkan ke kolam tampungan untuk analisis kolam tampungan perhitungannya menggunakan cara hidrograf rasional.

$T_c = t_d$, dimana debit limpasan apartemen langsung dialirkan ke saluran luar kawasan melalui kolam tampung.



Gambar 2 4 Hidrograf rasional kolam tampungan $t_c = t_d$

Untuk $t_d > t_c$, dimana debit limpasan apartemen ditampung dikolam pada jangka waktu tertentu.



Gambar 2.5 Hidrograf rasional kolam tampungan $t_d > t_c$

Oleh karena lama hujan t_d dengan intensitas tetap diketahui maka t_d distimasi dengan $t_d = \frac{C.R.A}{q}$

Hidrograf Rasional

Luas bidang segitiga = volume aliran = $t_c \times Q_p$

Luas bidang trapesium = volume aliran = $T_d \times Q_p$

Dimana :

T_c : Waktu konsentrasi

Q_p : Laju Aliran puncak (m^3/dtk)

(Sumber : Fifi Sofia, 2006)

2.2.4 Perencanaan Pompa

Pompa berfungsi untuk membantu mengeluarkan air dari kolam penampungan maupun langsung dari saluran drainase pada saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi karena air dimuara/pembuangan lebih tinggi dibandingkan disaluran. Daerah yang tidak dapat sepenuhnya mengandalkan sistem drainase gravitasi sebagai faktor pendorong, maka perlu dilengkapi dengan stasiun pompa. Analisis pompa yang dilakukan menentukan kapasitas pompa yang dibutuhkan dan operasional pompa untuk

memompa air dari kawasan pada waktu muka air diluar kawasan tinggi.

(halaman ini sengaja di kosongkan)

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi disusun untuk mempermudah pelaksanaan studi, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan studi yang telah ditetapkan melalui prosedur kerja yang sistematis sehingga dapat dipertanggungjawabkan secara ilmiah.

3.2 Tahap Persiapan

3.2.1 Studi Literature

Mempelajari buku – buku literature, laporan dan studi yang terkait dengan sistem drainase, diantaranya :

- SDMP (Surabaya Draiainge Master Plan) 2008 Pemkot Surabaya
- Nugroho Hadisusanto. 2010. Aplikasi Hidrologi
- Suripin. 2004. Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan.
- Buku referensi hidrologi, hidrolika dan drainase lainnya.

3.2.2 Survey Lapangan

Tahapan ini merupakan peninjauan secara langsung ke lapangan dengan pengumpulan data-data berupa foto dan penyusuran saluran eksisting sekitar lokasi pembangunan Apartemen.

3.3 Pengumpulan data

Pengumpulan data dilakukan untuk membantu jalannya studi. Data yang dikumpulkan merupakan data sekunder yang diambil dari data instansi terkait, literature dan topik sejenis sebagai berikut :

3.3.1 Data Hidrologi

Data Hidrologi terdiri dari :

- Data Curah Hujan stasiun yang berpengaruh
Untuk menghitung curah hujan rencana dengan periode ulang.

3.3.2 Data Peta

Data Peta terdiri dari :

- Peta Topografi
Untuk mengetahui kontur lokasi guna mencari arah aliran existing dari elevasi kontur. Juga untuk menentukan catchment area.
- Layout Apartemen
Untuk merencanakan sistem drainase dalam kawasan.
- Peta Tata Guna Lahan
Untuk mengetahui perubahan nilai koefisien C sebelum dan setelah dibangun Apartemen.

3.4 Tahap Analisis Perencanaan

3.4.1 Analisis Hidrologi

- Menentukan stasiun hujan yang berpengaruh pada kawasan
- Menghitung curah hujan kawasan
- Menghitung frekuensi dan probabilitas berdasarkan distribusi statistik yang sesuai
- Menguji uji kecocokan distribusi
- Menghitung hujan rencana
- Menghitung Intensitas hujan
- Menghitung perubahan koefisien C akibat perubahan lahan
- Pembagian catchment area dari peta topografi
- Perhitungan debit rencana

3.4.2 Analisis Hidrolika

- Merencanakan dimensi saluran dalam kawasan Apartemen

3.4.3 Perencanaan Kolam Tampungan

- Dimensi kolam tampungan
- Analisis pompa dan pintu air

3.5 Analisis Backwater

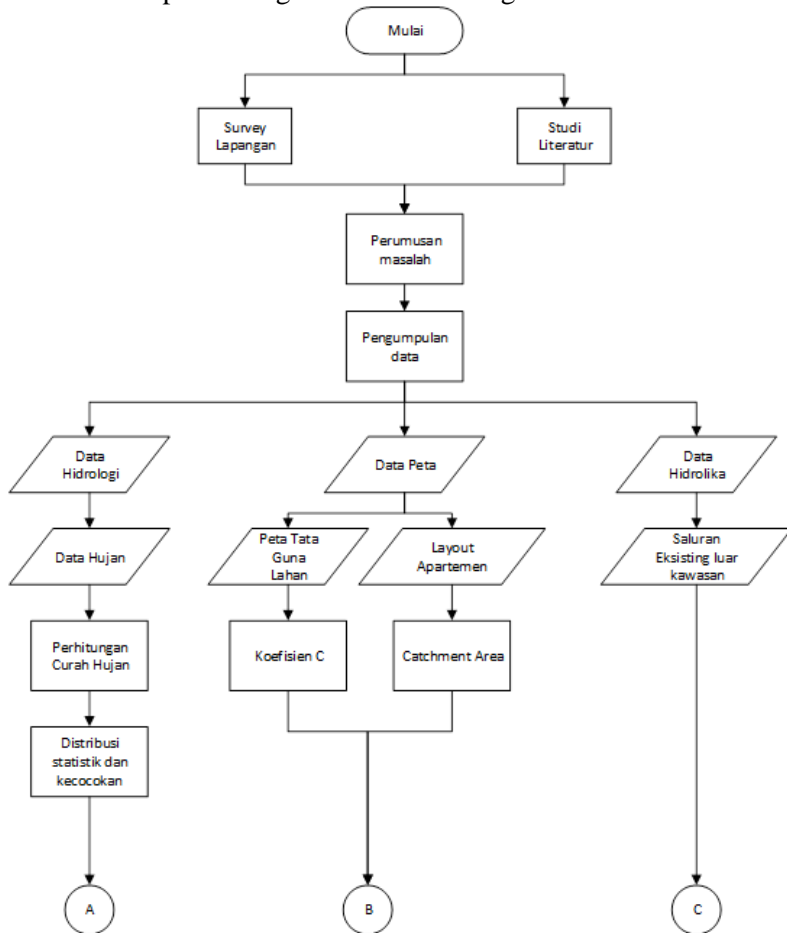
- Analisis backwater pada saluran akhir kawasan apartemen menuju saluran eksisting

3.6 Kesimpulan

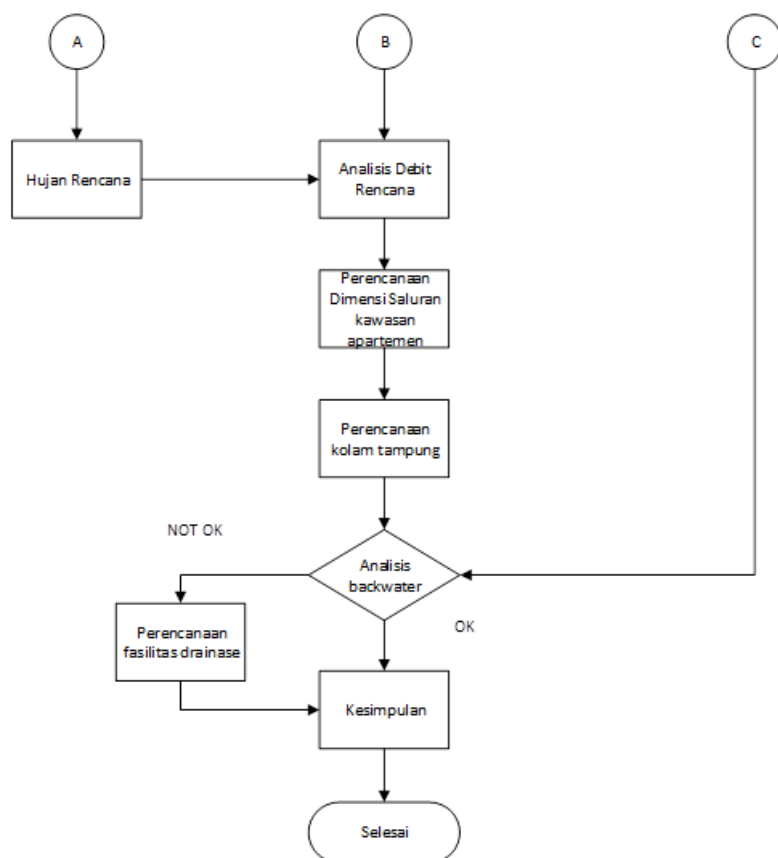
Berupa kesimpulan dari analisis data dan pembahasan sesuai dengan tujuan yang akan dicapai dalam penulisan Tugas Akhir ini.

3.7 Flowchart

Berikut merupakan diagram alir metodologi :



Gambar 3 1 Diagram Alir Metodologi Pengerjaan



Lanjutan Gambar 3 Diagram Alir Metodologi Pengerjaan

(halaman ini sengaja di kosongkan)

BAB IV

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisis Data Curah Hujan

4.1.1 Penentuan Hujan Wilayah

Hal pertama yang harus dilakukan sebelum menganalisis curah hujan rata-rata harian adalah menentukan letak stasiun hujan yang akan digunakan terlebih dahulu. Letak stasiun hujan akan mempengaruhi data curah hujan di suatu lokasi studi. Pada pengerjaan Tugas Akhir ini digunakan metode polygon Thiessen untuk menentukan stasiun hujan mana yang berpengaruh pada lokasi.

Pada analisis awal, terdapat 3 stasiun yang berpengaruh pada lokasi studi yaitu (1) Stasiun Larangan, (2) Stasiun Gubeng, dan (3) Stasiun Keputih. Setelah dianalisis dengan menggunakan polygon Thiessen dengan cara menghubungkan antara 3 stasiun tersebut, kemudian dibuat garis sumbu, didapatkan satu stasiun yang berpengaruh. Hal tersebut dapat dilihat pada Gambar 4.1 dimana lokasi berada dalam wilayah Stasiun Hujan Keputih.



Gambar 4 1 Hasil Polygen Thiesen
(Sumber : Surabaya Drainage Master Plan 2011)

Data Hujan Stasiun Keputih yang digunakan adalah selama 21 tahun. Dari tahun 1994-2014 dan didapatkan nilai Rmax hariannya seperti pada Tabel 4.1

Tabel 4 1 Data Hujan Stasiun Keputih

No	Tahun	R24 (mm)
1	1994	85
2	1995	90
3	1996	90
4	1997	115
5	1998	80
6	1999	113
7	2000	88
8	2001	103
9	2002	123
10	2003	102
11	2004	58
12	2005	110
13	2006	140
14	2007	127
15	2008	90
16	2009	120
17	2010	90
18	2011	78
19	2012	85
20	2013	80
21	2014	134

(Sumber : Dinas Pekerjaan Umum Pematusan)

4.1.2 Analisis Distribusi Curah Hujan Maksimum Harian Rencana

Curah hujan harian rencana merupakan besaran curah hujan yang digunakan untuk menghitung debit banjir untuk setiap periode rencana yang akan ditentukan. Dalam analisis ini sesuai dengan kriteria saluran dan luasan daerah tangkapan ditentukan periode ulang rencana. Periode ulang rencana ini akan menunjukkan tingkat layanan dari system drainase yang direncanakan. Periode ulang rencana (*return period*) yang digunakan dalam tugas akhir ini adalah 5 tahun. Penentuan *return period* dapat dilihat pada Tabel 4.2

Tabel 4 2 Penentuan Return Period

No.	Distribusi	PUH (Tahun)
1	Saluran Tersier	
	Resiko Kecil	2
	Resiko Besar	5
2	Saluran Sekunder	
	Resiko Kecil	5
	Resiko Besar	10
3	Saluran Primer (Induk)	
	Resiko Kecil	10
	Resiko Besar	25
	Atau :	
	Luas DAS (25-50)Ha	5
	Luas DAS (50-100)Ha	(5-10)
	Luas DAS (100-1300)Ha	(10-25)
	Luas DAS (1300-6500)Ha	(25-50)

(Sumber : Fifi Sofia, 2006)

Dalam pengerjaan tugas akhir ini, analisis curah hujan maksimum harian rencana menggunakan metode Normal, Pearson III, Gumbel, Log-Normal, dan Log-Pearson III yang kemudian diambil hasil yang sesuai dengan syarat yang telah di tentukan.

a. Distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III

Perhitungan dari ketiga distribusi tersebut memiliki langkah langkah perhitungan sebagai berikut:

1. Menyusun data curah hujan dari yang terbesar ke yang terkecil.

Tabel 4 3 Urutan Data Hujan dari Terbesar ke Terkecil

No	Tahun	X (mm)
1	2006	140
2	2014	134
3	2007	127
4	2002	123
5	2009	120
6	1997	115
7	1999	113
8	2005	110
9	2001	103
10	2003	102
11	1995	90
12	1996	90
13	2008	90
14	2010	90
15	2000	88
16	1994	85
17	2012	85
18	1998	80
19	2013	80
20	2011	78
21	2004	58

(Sumber : Dinas Pekerjaan Umum Pematusan)

2. Melakukan perhitungan harga rata-rata curah hujan dengan rumus berikut:

$$\bar{X} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n}{n} = \frac{1}{21} \times 2101 = 100.047 \text{ mm}$$

3. Menghitung standar deviasi data hujan :

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2} = \sqrt{\frac{1}{21-1} \times 8962.95} = 21.169 \text{ mm}$$

4. Menghitung harga koefisien Variasi data hujan :

$$C_v = \frac{s}{x} = \frac{21.169}{100.047} = 0.211$$

5. Menghitung harga koefisien kemencengan(skewness) data hujan :

$$C_s = \frac{n}{(n-1)(n-2)S^3} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3$$

$$= \frac{21}{(21-1)(21-2) \times 21.169^3} \times 35266.58 = 0.2054$$

6. Menghitung harga koefisien kurtosis (keruncingan) data hujan:

$$C_k = \frac{n}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4$$

$$= \frac{21^2}{(21-1)(21-2)(21-3) \times 21.169^4} \times 8777999.61 = 2.817$$

Tabel perhitungan Parameter statistik untuk distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III dapat dilihat pada tabel 4.4 berikut

Tabel 4 4 Perhitungan Parameter Statistik untuk distribusi Normal, Distribusi Gumbel dan Distribusi Pearson III

No.	TAHUN	Rmax (X) (mm)	(X- \bar{X})	(X- \bar{X}) ²	(X- \bar{X}) ³	(X- \bar{X}) ⁴
1	2006	140	39.95	1596.19	63771.70	2547831.28
2	2014	134	33.95	1152.76	39139.09	1328865.24
3	1007	127	26.95	726.43	19579.04	527701.76
4	2002	123	22.95	526.81	12091.58	277530.66
5	2009	120	19.95	398.10	7942.99	158481.62
6	1997	115	14.95	223.57	3342.96	49985.20
7	1999	113	12.95	167.76	2172.95	28144.82
8	2005	110	9.95	99.05	985.78	9810.88
9	2001	103	2.95	8.72	25.73	75.98
10	2003	1022	1.95	3.81	7.44	14.53
11	1995	90	-10.05	100.95	-1014.35	10191.84
12	1996	90	-10.05	100.95	-1014.35	10191.84
13	2008	90	-10.05	100.95	-1014.35	10191.84
14	2010	90	-10.05	100.95	-1014.35	10191.84
15	2000	88	-12.05	145.15	-1748.65	21067.11
16	1994	85	-15.05	226.43	-3407.25	51270.92
17	2012	85	-15.05	226.43	-3407.25	51270.92
18	1998	80	-20.05	401.91	-8057.28	161529.26

19	2013	80	-20.05	401.91	-8057.28	161529.26
20	2011	78	-22.05	486.10	-10717.29	236290.79
21	2004	58	-42.05	1768.00	-74340.29	3125832.02
Jumlah	2101	0	8962.95	35266.58	8777999.61	

(Sumber : Perhitungan)

7. Distribusi Log Normal dan Distribusi Log Pearson III

Prosedur untuk menentukan kurva distribusi log Pearson tipe III, adalah : Tentukan logaritma dari semua nilai variat X.

Data hujan tahun 2006

$X = 140$

$\log x = 2.15$

- Hitung nilai rata ratanya :

$$\log X = \frac{\sum \log x}{n}$$

$$\log X = \frac{41.80}{21} = 1.99$$

- Hitung nilai deviasi standarnya dari $\log X$

$$S \log \bar{X} = \sqrt{\frac{\sum (\log X - \log \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{0.1771}{21-1}} = 0.094$$

- Hitung nilai koefisien Variasi (Cv) :

$$Cv = \frac{s \log X}{\log x} = \frac{0.094}{1.990} = 0.0472$$

- Hitung nilai koefisien kemencengan (Cs) :

$$CS = \frac{n \sum (\log X - \log \bar{x})^3}{(n-1)(n-2)(S \log \bar{X})^3} = \frac{21 \times -0.004655}{(21-1)(21-2)(0.094)^3} = -0.308$$

- Hitung nilai koefisien ketajaman (Ck) :

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log X - \log \bar{x})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S \log \bar{X})^4}$$

$$= \frac{21^2 \times 0.004218}{(21-1)(21-2)(21-3)(0.094)^4}$$

$$= 3.468$$

Perhitungan parameter statistik dapat dilihat pada tabel 4.5 berikut

Tabel 4 5 Perhitungan Distribusi Log Pearson III dan Log Normal

No.	TAHUN	Rmax (X) (mm)	Log X	Log \bar{X}	Log (X- \bar{X})	Log (X - \bar{X}) ²	Log (X - \bar{X}) ³	Log (X - \bar{X}) ⁴
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1	2006	140	2.15	1.99	0.15	0.0242	0.003755	0.00058359
2	2014	134	2.13	1.99	0.13	0.0186	0.002538	0.00034618
3	1007	127	2.10	1.99	0.11	0.0128	0.001447	0.00016364
4	2002	123	2.09	1.99	0.09	0.0098	0.000976	0.00009685
5	2009	120	2.08	1.99	0.08	0.0078	0.000693	0.00006129
6	1997	115	2.06	1.9	0.07	0.0049	0.000343	0.00002401
7	1999	113	2.05	1.99	0.06	0.0049	0.000234	0.00001514
8	2005	110	2.04	1.99	0.05	0.0039	0.000130	0.00000660
9	2001	103	2.01	1.99	0.02	0.0026	0.000011	0.00000024
10	2003	1022	2.01	1.99	0.01	0.0005	0.000006	0.00000010
11	1995	90	1.95	1.99	-0.03	0.0003	-0.000048	0.00000177
12	1996	90	1.95	1.99	-0.03	0.0013	-0.000048	0.00000177
13	2008	90	1.95	1.99	-0.03	0.0013	-0.000048	0.00000177
14	2010	90	1.95	1.99	-0.03	0.0013	-0.000048	0.00000177
15	2000	88	1.94	1.99	-0.04	0.0021	0.000099	0.00000456
16	1994	85	1.93	1.99	-0.06	0.0038	-0.000230	0.00001410
17	2012	85	1.93	1.99	-0.06	0.0038	-0.000230	0.00001410
18	1998	80	1.90	1.99	-0.08	0.0077	-0.000672	0.00005892
19	2013	80	1.90	1.99	-0.08	0.0077	-0.000672	0.00005892
20	2011	78	1.89	1.99	-0.09	0.0097	-0.000959	0.00009454
21	2004	58	1.76	1.99	-0.22	0.0517	-0.011739	0.00266804
Jumlah		2101	41.80	-	-	0.1771	-0.004655	0.00421789

(Sumber : Perhitungan)

Sifat dari masing-masing parameter statistic dapat ditinjau dari besar nilai koefisien kemencengan (C_s) dan koefisien ketajaman (C_k) yang sesuai dengan syarat masing-masing distribusi. Kesimpulan analisis distribusi dapat dilihat pada tabel 4.6 berikut

Tabel 4 6 Rekapitulasi C_s dan C_k perhitungan Distribusi

No	Jenis Distribusi	Syarat	Hasil Analisis Frekuensi	Kesimpulan
1	Normal	$C_s = 0$	$C_s = 0.205$	OK
		$C_k = 3$	$C_k = 2.817$	
2	Gumbel	$C_s = 1,139$	$C_s = 0.205$	Not Ok
		$C_k = 5.402$	$C_k = 2.817$	
3	Pearson III	$C_s \leq 0$	$C_s = 0.205$	Ok
4	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$	$C_s = -0.308$	Not Ok
		$C_k = 0.141$		
		$C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$ $C_k = 3.03$	$C_k = 3.468$	
5	Log Pearson III	$C_s = \text{Fleksibel}$	$C_s = -0.308$	Ok
		$C_k = 1,5C_s^2 + 3$		
		$C_k = 3.14$	$C_k = 3.468$	

(Sumber : perhitungan)

Maka, kesimpulan dari Tabel 4. Metode distribusi yang memenuhi syarat sifat distribusi adalah Distribusi Normal, Distribusi Pearson III dan Distribusi Log Pearson III.

4.1.3 Uji Kecocokan Distribusi

Diperlukan nya uji kecocokan distribusi untuk mengetahui apakah data curah hujan yang ada sudah sesuai dengan jenis distribusi yang dipilih, hingga dapat diperkirakan dapat menggambarkan metode distribusi tersebut.

Pengujian parameter yang sering dipakai ada 2, yaitu :

1. Uji Chi-Kuadrat
2. Uji Smirnov-Kolmogorov

4.1.3.1 Uji Chi Kuadrat

$$\text{Jumlah data (n)} = 21$$

$$\begin{aligned}\text{Jumlah group (k)} &= 1 + 3.322 \log (n) \\ &= 1 + 3.322 \log (21) \\ &= 5.25 \rightarrow \text{pakai 6}\end{aligned}$$

Data pengamatan dibagi menjadi 6 sub group dengan interval peluang (P) = $\frac{1}{6} = 0.16667$. besarnya peluang untuk setiap sub group adalah :

- Sub group 1 = $P \leq 0,16667$
- Sub group 2 = $0.16667 \leq P \leq 0.3333$
- Sub group 3 = $0.3333 \leq P \leq 0.5$
- Sub group 4 = $0.5 \leq P \leq 0.6667$
- Sub group 5 = $0.6667 \leq P \leq 0.8333$
- Sub group 6 = $P \geq 0.8333$

4.1.3.1.1 Distribusi Pearson Tipe III

Persamaan Distribusi :

$$\begin{aligned}X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 100.05 + 21.169 \cdot k\end{aligned}$$

$$Cs = 0.2054$$

- Untuk $P = 0,1667 \rightarrow T = \frac{1}{0,1667} = 6$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $Cs = 0,2054$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\begin{aligned}\frac{0,2 - 0,4}{0,2054 - 0,4} &= \frac{0,9242 - 0,9162}{k - 0,9162} \\ \frac{-0,2}{-0,195} &= \frac{0,008}{k - 0,9162} \\ K &= 0,923\end{aligned}$$

Maka

$$\begin{aligned}X &= \bar{X} + S \cdot k \\ &= 100.05 + 21.169 \cdot 0,923\end{aligned}$$

$$= 119,607$$

- Untuk $P = 0,3333 \rightarrow T = \frac{1}{0,333} = 3$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = 0,2054$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{0,2 - 0,4}{0,2054 - 0,4} = \frac{0,254 - 0,228}{k - 0,228}$$

$$\frac{-0,2}{-0,195} = \frac{0,026}{k - 0,228}$$

$$K = 0,2532$$

Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot 0,2532$$

$$= 105,409$$

- Untuk $P = 0,5000 \rightarrow T = \frac{1}{0,5000} = 2$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = 0,2054$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{0,2 - 0,4}{0,2054 - 0,4} = \frac{-0,033 - (-0,066)}{k - (-0,066)}$$

$$\frac{-0,2}{-0,195} = \frac{0,033}{k - (-0,066)}$$

$$K = -0,0338$$

Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot (-0,0338)$$

$$= 99,3300$$

- Untuk $P = 0,6667 \rightarrow T = \frac{1}{0,6667} = 1,5$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = 0,2054$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{0,2 - 0,4}{0,2054 - 0,4} = \frac{-0,577 - (-0,592)}{k - (-0,592)}$$

$$\frac{-0,2}{-0,195} = \frac{0,015}{k - (-0,592)}$$

$$K = -0,5774$$

Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot (-0,5774)$$

$$= 87,8241$$

- Untuk $P = 0,8333 \rightarrow T = \frac{1}{0,8333} = 1,2$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = 0,2054$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{0,2 - 0,4}{0,2054 - 0,4} = \frac{-1,126 - (-1,099)}{k - (-1,099)}$$

$$\frac{-0,2}{-0,195} = \frac{-0,027}{k - (-1,099)}$$

$$K = -1,1252$$

Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot (-1,1252)$$

$$= 76,2262$$

Perhitungan selanjutnya dilanjutkan pada tabel 4.7 berikut

Tabel 4 7 Uji Chi Kuadrat – Distribusi Pearson Tipe III

No	Nilai Batas Sub Group			Jumlah data		$(O_i - E_i)^2$	$(O_i - E_i)^2/E_i$
				O _i	E _i		
1	x	>	119,6078	5	3,5	2,25	0,6428
2	105,41	< x <	119,6078	3	3,5	0,25	0,0714
3	99,33	< x <	105,4097	2	3,5	2,25	0,6428
4	87,824	< x <	99,3300	5	3,5	2,25	0,6428
5	76,226	< x <	87,8241	5	3,5	2,25	0,6428
6	x	<	76,2262	1	3,5	6,25	1,7857
Σ				21	21		2,6428

(Sumber : Perhitungan)

Dari table diatas diperoleh nilai chi kuadrat seperti berikut :

$$(Xh^2) = 2,6428$$

$$Dk = G - R - 1 = 6 - 1 - 1 = 4$$

G : Group

R : 1 untuk poisson

Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi Kuadrat, maka nilai kritis untuk uji Chi Kuadrat pada derajat kepercayaan

$(\alpha) = 5\%$ didapatkan nilai X^2 (Chi kritis) = 9,488 (**Tabel 2.7**)

Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa

$$Xh^2 < X^2 \rightarrow 2,6428 < 9,488$$

Sehingga persamaan Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

4.1.3.1.2 Distribusi Normal

Persamaan Distribusi :

$$X = \bar{X} + S . k$$

$$= 100.05 + 21.169 . k$$

$$Cs = 0.2054$$

- Untuk $P = 0,1667 \rightarrow T = \frac{1}{0,1667} = 6$ tahun

Dari tabel gauss pada tabel 2.1 didapatkan nilai $k = 0,928$

Maka,

$$X = \bar{X} + S . k$$

$$= 100.05 + 21.169 . 0,928$$

$$= 119,6929$$

- Untuk $P = 0,3333 \rightarrow T = \frac{1}{0,333} = 3$ tahun
 Dari tabel gauss pada tabel 2.1 didapatkan nilai $k = 0,28$
 Maka

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot 0,28$$

$$= 105,9750$$
- Untuk $P = 0,5000 \rightarrow T = \frac{1}{0,5000} = 2$ tahun
 Dari tabel gauss pada tabel 2.1 didapatkan nilai $k = 0$
 Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot 0$$

$$= 100,05$$
- Untuk $P = 0,6667 \rightarrow T = \frac{1}{0,6667} = 1,5$ tahun
 Dari tabel gauss pada tabel 2.1 didapatkan nilai $k = -0,56$
 Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot (-0,56)$$

$$= 88,1927$$
- Untuk $P = 0,8333 \rightarrow T = \frac{1}{0,8333} = 1,2$ tahun
 Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = 0,2054$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{0,2 - 0,4}{0,2054 - 0,4} = \frac{-1,126 - (-1,099)}{k - (-1,099)}$$

$$\frac{-0,2}{-0,195} = \frac{-0,027}{k - (-1,099)}$$

$$K = -1,1252$$

 Maka,

$$X = \bar{X} + S \cdot k$$

$$= 100.05 + 21.169 \cdot (-1,1252) = 76,2262$$

Perhitungan selanjutnya dilanjutkan pada tabel 4.8 Berikut :

Tabel 4 8 Uji Chi Kuadrat – Distribusi Normal

No	Nilai Batas Sub Group			Jumlah data		(Oi-Ei) ²	(Oi-Ei) ² /Ei
				Oi	Ei		
1	x	>	119,6078	5	3,5	2,25	0,6428
2	105,41	< x <	119,6078	3	3,5	0,25	0,0714
3	99,33	< x <	105,4097	2	3,5	2,25	0,6428
4	87,824	< x <	99,3300	5	3,5	2,25	0,6428
5	76,226	< x <	87,8241	5	3,5	2,25	0,6428
6	x	<	76,2262	1	3,5	6,25	1,7857
Σ				21	21		2,6428

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel diatas diperoleh nilai chi kuadrat seperti berikut :

$$(Xh^2) = 2,6428$$

$$Dk = G - R - 1 = 6 - 2 - 1 = 3$$

G : Group

R : 2 untuk binominal & normal

Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi Kuadrat, maka nilai kritis untuk uji Chi Kuadrat pada derajat kepercayaan

(α) = 5% didapatkan nilai X^2 (Chi kritis) = 7,815 (Tabel 2.7)

Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa

$$Xh^2 < X^2 \rightarrow 2,6428 < 7,815$$

Sehingga persamaan Distribusi Pearson Tipe III dapat diterima.

4.1.3.1.3 Distribusi Log Pearson III

Persamaan Distribusi :

$$X = \log \bar{X} + \overline{S \log \bar{X}} \cdot k$$

$$= 1,9907 + 0,0940 \cdot k$$

$$Cs = -0,308$$

- Untuk $P = 0,1667 \rightarrow T = \frac{1}{0,1667} = 6$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $Cs = -0,3087$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{-0,4 - (-0,2)}{-0,3087 - (-0,2)} = \frac{0,930 - 0,9316}{k - 0,9316}$$

$$\frac{-0,2}{-0,001} = \frac{k - 0,9316}{-0,1087}$$

$$K = 0,930$$

Maka,

$$X = \overline{\text{Log } X} + \overline{S \text{ Log } X} \cdot k$$

$$= 1,9907 + 0,0940 \cdot 0,930$$

$$= 2,0782$$

$$\text{Antilog } X = 119,7542$$

- Untuk $P = 0,3333 \rightarrow T = \frac{1}{0,333} = 3$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = -0,3087$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{-0,4 - (-0,2)}{-0,3087 - (-0,2)} = \frac{0,329 - 0,305}{k - 0,305}$$

$$\frac{-0,2}{0,024} = \frac{k - 0,305}{-0,1087}$$

$$K = 0,3180$$

Maka,

$$X = \overline{\text{Log } X} + \overline{S \text{ Log } X} \cdot k$$

$$= 1,9907 + 0,0940 \cdot 0,3180$$

$$= 2,0206$$

$$\text{Antilog } X = 104,8646$$

- Untuk $P = 0,5000 \rightarrow T = \frac{1}{0,5000} = 2$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = -0,3087$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{-0,4 - (-0,2)}{-0,3087 - (-0,2)} = \frac{0,066 - 0,033}{k - 0,033}$$

$$\frac{-0,2}{0,033} = \frac{k - 0,033}{-0,1087}$$

$$K = 0,0509$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \overline{\text{Log } X} + S \overline{\text{Log } X} \cdot k \\ &= 1,9907 + 0,0940 \cdot 0,0509 \\ &= 1,9954 \end{aligned}$$

$$\text{Antilog } X = 98,9680$$

- Untuk $P = 0,6667 \rightarrow T = \frac{1}{0,6667} = 1,5$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = -0,3087$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{-0,4 - (-0,2)}{-0,3087 - (-0,2)} = \frac{(-0,522) - (-0,542)}{k - (-0,542)}$$

$$\frac{-0,2}{-0,1087} = \frac{0,02}{k - (-0,542)}$$

$$K = -0,5311$$

Maka,

$$\begin{aligned} X &= \overline{\text{Log } X} + S \overline{\text{Log } X} \cdot k \\ &= 1,9907 + 0,0940 \cdot (-0,5311) \\ &= 1,9407 \end{aligned}$$

$$\text{Antilog } X = 87,2415$$

- Untuk $P = 0,8333 \rightarrow T = \frac{1}{0,8333} = 1,2$ tahun

Dengan interpolasi pada table k, untuk $C_s = -0,3087$ dilakukan perhitungan untuk mendapatkan nilai k seperti berikut

$$\frac{-0,4 - (-0,2)}{-0,3087 - (-0,2)} = \frac{(-1,190) - (-1,172)}{k - (-1,172)}$$

$$\frac{-0,2}{-0,1087} = \frac{-0,018}{k - (-1,172)}$$

$$K = -1,1817$$

Maka

$$\begin{aligned} X &= \overline{\text{Log } X} + S \overline{\text{Log } X} \cdot k \\ &= 1,9907 + 0,0940 \cdot (-1,1817) \\ &= 1,8794 \end{aligned}$$

$$\text{Antilog } X = 75,7700$$

Perhitungan selanjutnya dilanjutkan pada tabel 4.9 Berikut :

Tabel 4 9 Uji Chi Kuadrat – Distribusi Log Pearson III

No	Nilai Batas Sub Group			Jumlah data		(Oi-Ei) ²	(Oi-Ei) ² /Ei
				Oi	Ei		
1	x	>	119,7542	5	3,5	2,25	0,6428
2	104,86	< x <	119,7542	3	3,5	0,25	0,0714
3	98,9680	< x <	104,8646	2	3,5	2,25	0,6428
4	87,2415	< x <	98,9680	5	3,5	2,25	0,6428
5	75,7700	< x <	87,2415	5	3,5	2,25	0,6428
6	X	<	75,77	1	3,5	6,25	1,7857
Σ				21	21		4,4285

(Sumber : Perhitungan)

Dari table diatas diperoleh nilai chi kuadrat seperti berikut :

$$(Xh^2) = 2,6428$$

$$Dk = G - R - 1 = 6 - 2 - 1 = 3$$

G : Group

R : 2 untuk binominal & normal

Berdasarkan tabel nilai kritis untuk distribusi Chi Kuadrat, maka nilai kritis untuk uji Chi Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% didapatkan nilai X^2 (Chi kritis) = 7,815 (Tabel 2.7)

Berdasarkan perhitungan didapat kesimpulan bahwa

$$Xh^2 < X^2 \rightarrow 4,4285 < 7,815$$

Sehingga persamaan Distribusi Log Pearson Tipe III dapat diterima.

4.1.3.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov – Kolmogorov sering juga disebut uji kecocokan non parametric karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu.

4.1.3.2.1 Distribusi Pearson Tipe III dan Distribusi Normal

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2006 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 140 mm :

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil berdasarkan curah hujan maksimum dari masing masing tahun. Dari tabel 4.3 untuk data hujan tahun 2006 dengan tinggi hujan = 140mm sehingga didapatkan

$$\begin{aligned} m \text{ (peringkat / nomor ranking)} &= 1 \\ n \text{ (jumlah data hujan)} &= 21 \\ X \text{ rata-rata} &= 100,047 \end{aligned}$$

Dengan rumus peluang didapat nilai $P(X)$:

$$P(X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(21+1)} = 0,04545$$

2. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$P(X <) = 1 - P(X) = 1 - 0,04545 = 0,95455$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{x - \bar{x}}{s} = \frac{140 - 100,0476}{21,169} = 1,89$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$ yang terdapat pada lampiran. Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,89 \rightarrow P'(X <) = 0,9706$

$$\text{sehingga nilai } P'(X) = 1 - 0,9706$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$D = P'(X <) - P(X <)$$

$$= 0,9706 - 0,9545$$

$$= 0,0160$$

Untuk perhitungan data hujan yang lain ditabelkan dalam Tabel 4.10 sebagai berikut :

Tabel 4 10 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk Distribusi Pearson III dan Normal

Tahun	m	X	$P(X) = m / (n+1)$	$P(X<)$	$f(t) = (X-Xrata)/S$	$P'(X)$	$P'(X<)$	D
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)=1-(4)	(6)	(7)	(8)=1-(7)	(9)=(8)-(5)
2006	1	140	0.04545	0.95455	1.89	0.9706	0.0294	0.01605
2014	2	134	0.09091	0.90909	1.60	0.9452	0.0548	0.03611
2007	3	127	0.13636	0.86364	1.27	0.8980	0.102	0.03436
2002	4	123	0.18182	0.81818	1.08	0.8599	0.1401	0.04172
2009	5	120	0.22727	0.77273	0.94	0.8264	0.1736	0.05367
1997	6	115	0.27273	0.72727	0.71	0.7611	0.2389	0.03383
1999	7	113	0.31818	0.68182	0.61	0.7291	0.2709	0.04728
2005	8	110	0.36364	0.63636	0.47	0.6808	0.3192	0.04444
2001	9	103	0.40909	0.59091	0.14	0.5557	0.4443	0.03521
2003	10	102	0.45455	0.54545	0.09	0.5359	0.4641	0.00955
1995	11	90	0.50000	0.50000	-0.47	0.3192	0.6808	0.18080
1996	12	90	0.54545	0.45455	-0.47	0.3192	0.6808	0.13535
2008	13	90	0.59091	0.40909	-0.47	0.3192	0.6808	0.08989
2010	14	90	0.63636	0.36364	-0.47	0.3192	0.6808	0.04444
2000	15	88	0.68182	0.31818	-0.57	0.2843	0.7157	0.03388
1994	16	85	0.72727	0.27273	-0.71	0.2389	0.7611	0.03383
2012	17	85	0.77273	0.22727	-0.71	0.2389	0.7611	0.01163
1998	18	80	0.81818	0.18182	-0.95	0.1711	0.8289	0.01072
2013	19	80	0.86364	0.13636	-0.95	0.1711	0.8289	0.03474
2011	20	78	0.90909	0.09091	-1.04	0.1492	0.8508	0.05829
2014	21	58	0.95455	0.04545	-1.99	0.0233	0.9767	0.02215

(Sumber : Perhitungan)

Dari perhitungan nilai D dalam Tabel 4.10 diatas didapat harga $D_{max} = 0,1808$ pada data dengan peringkat 11. Dengan menggunakan Tabel Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov – Kolmogorov, untuk derajat kepercayaan 5% dan $N = 21$, maka diperoleh $D_0 = 0,286$

Dapat disimpulkan bahwa $D_{max} = 0,1808$ lebih kecil daripada nilai $D_0 = 0,286$ maka persamaan Distribusi Pearson Tipe III diterima untuk menghitung distribusi peluang data hujan harian.

4.1.3.2.3 Distribusi Log Pearson Tipe III

Contoh perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov untuk data hujan tahun 2006 dengan tinggi hujan (R_{24}) adalah 140 mm :

1. Mengurutkan data dari besar ke kecil berdasarkan curah hujan maksimum dari masing masing tahun. Dari tabel 4.3 untuk data hujan tahun 2006 dengan tinggi hujan = 140mm sehingga didapatkan

$$\begin{aligned} m \text{ (peringkat / nomor ranking)} &= 1 \\ n \text{ (jumlah data hujan)} &= 21 \\ \text{Log } X \text{ rata-rata} &= 1,9907 \end{aligned}$$

Dengan rumus peluang didapat nilai $P(X)$:

$$P(\text{Log} X) = \frac{m}{(n+1)} = \frac{1}{(21+1)} = 0,04545$$

2. Besarnya $P(\text{Log } X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} P(\text{Log } X <) &= 1 - P(\text{Log } X) \\ &= 1 - 0,04545 \\ &= 0,95455 \end{aligned}$$

3. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus :

$$f(t) = \frac{(\text{Log} X - \overline{\text{Log } X})}{S \text{Log} X} = \frac{2,14 - 1,9907}{0,0940} = 1,65$$

4. Besarnya peluang teoritis $P'(\text{Log} X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal, dari nilai $f(t)$ yang terdapat pada lampiran..

Dari tabel dengan nilai $f(t) = 1,65 \rightarrow P'(\text{Log} X <) = 0,9505$ sehingga nilai $P'(\text{Log} X)$:

$$P'(\text{Log} X) = 1 - P'(\text{Log} X <) = 1 - 0,9505 = 0,0495$$

5. Nilai D dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} D &= P'(\text{Log}X<) - P(\text{Log}X<) \\ &= 0,0495 - 0,95455 \\ &= 0,00404 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan data hujan yang lain ditabelkan dalam Tabel 4.11 sebagai berikut :

Tabel 4 11 Hasil Perhitungan Uji Smirnov – Kolmogorov Distribusi Log Pearson Tipe III

n	tahun	X	Log X	Log \bar{X}	Log (X- \bar{X})	Log (X- \bar{X}) ²	Log (X- \bar{X}) ³	Log (X- \bar{X}) ⁴
1	2006	140	2.15	1.99	0.155	0.0242	0.00375	0.000584
2	2014	134	2.13	1.99	0.136	0.0186	0.00254	0.000346
3	2007	127	2.10	1.99	0.113	0.0128	0.00145	0.000164
4	2002	123	2.09	1.99	0.099	0.0098	0.00098	0.000097
5	2009	120	2.08	1.99	0.088	0.0078	0.00069	0.000061
6	1997	115	2.06	1.99	0.070	0.0049	0.00034	0.000024
7	1999	113	2.05	1.99	0.062	0.0039	0.00024	0.000015
8	2005	110	2.04	1.99	0.051	0.0026	0.00013	0.000007
9	2001	103	2.01	1.99	0.022	0.0005	0.00001	0.000000
10	2003	102	2.01	1.99	0.018	0.0003	0.00001	0.000000
11	1995	90	1.95	1.99	-0.036	0.0013	-0.00005	0.000002
12	1996	90	1.95	1.99	-0.036	0.0013	-0.00005	0.000002
13	2008	90	1.95	1.99	-0.036	0.0013	-0.00005	0.000002
14	2010	90	1.95	1.99	-0.036	0.0013	-0.00005	0.000002
15	2000	88	1.94	1.99	-0.046	0.0021	-0.00010	0.000005
16	1994	85	1.93	1.99	-0.061	0.0038	-0.00023	0.000014
17	2012	85	1.93	1.99	-0.061	0.0038	-0.00023	0.000014
18	1998	80	1.90	1.99	-0.088	0.0077	-0.00067	0.000059
19	2013	80	1.90	1.99	-0.088	0.0077	-0.00067	0.000059
20	2011	78	1.89	1.99	-0.099	0.0097	-0.00096	0.000095
21	2004	58	1.76	1.99	-0.227	0.0517	-0.01174	0.002668
S		2101	41.80			0.1771	-0.00465	0.004218

Dari perhitungan nilai D dalam Tabel 4.11 diatas didapat harga $D_{max} = 0,15170$ pada data dengan peringkat 14. Dengan menggunakan Tabel Nilai Kritis D_0 untuk Uji Smirnov – Kolmogorov, untuk derajat kepercayaan 5% dan $N = 21$, maka diperoleh $D_0 = 0,286$

Dapat disimpulkan bahwa $D_{max} = 0,15170$ lebih kecil daripada nilai $D_0 = 0,286$ maka persamaan Distribusi Pearson Tipe III diterima untuk menghitung distribusi peluang data hujan harian.

4.1.4 Kesimpulan Analisis Frekuensi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan untuk menentukan persamaan distribusi yang dipakai ditampilkan dalam tabel 4.12 berikut :

Tabel 4 12 Kesimpulan Uji Kecocokan

Persamaan distribusi	Uji Kecocokan							
	Chi Kuadrat				Smirnov Kolmogorov			
	Xh2	Nilai	X2	Keterangan	Dmax	Nilai	D0	Keterangan
Normal	4,42	<	5,59	Dapat Diterima	0,18	<	0,28	Dapat Diterima
Pearson Tipe III	2,64	<	5,59	Dapat Diterima	0,15	<	0,28	Dapat Diterima
Log Pearson	4,42	<	5,59	Dapat Diterima	0,18	<	0,28	Dapat Diterima

(Sumber : Hasil Perhitungan)

Dari tabel kesimpulan uji kecocokan diatas dapat dilihat bahwa yang dapat diterima uji kecocokan nya adalah Distribusi Normal, Pearson Tipe III dan Log Pearson. Yang digunakan untuk perhitungan curah hujan periode ulang adalah Distribusi Normal.

4.1.5 Perhitungan Curah Hujan Periode Ulang

Perhitungan curah hujan periode ulang menggunakan persamaan distribusi normal.

Contoh perhitungan curah hujan periode ulang 5 tahunan adalah seperti berikut :

- Pada perhitungan sebelumnya didapatkan :
 $\bar{X} = 100,04$
 $S = 21,16$
 $Cs = 0,205$
- Nilai k untuk periode T = 5 tahunan didapatkan dari Tabel Variable Reduksi Gauss adalah :
 $K = 0,84$
- R24 maksimum periode ulang 5 tahunan :
 $X = \bar{X} + S \cdot k$
 $= 100,04 + 21,16 \cdot 0,84$
 $X_5 = 117,82 \text{ mm}$

Perhitungan curah hujan dengan periode ulang lainnya dapat dilihat pada tabel 4.13 berikut

Tabel 4 13 Curah Hujan Periode Ulang Distribusi

Periode Ulang (Tahun)	\bar{X} (mm)	Faktor Distribusi (k)	Deviasi Standar (S)	X_T (mm)
6	100,04	0,928	21,16	119,69
5	100,04	0,84	21,16	117,82
3	100,04	0,28	21,16	105,97
2	100,04	0	21,16	100,04
1.5	100,04	-0,56	21,16	88,19
1.2	100,04	-0,97	21,16	78,93

(Sumber : Hasil Perhitungan)

4.2 Sistem Jaringan Drainase Apartemen

Untuk sistem jaringan drainase yang ada pada Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon dimulai dari air hujan yang jatuh keatap apartemen, air hujan tersebut mengalir menuju *drain roof*

yang mengalirkan kebawah melalui talang vertikal menuju saluran tepi jalan yang digabungkan dengan limpasan air hujan yang jatuh langsung di jalan dan taman sekitar apartemen hingga akhirnya dialirkan menuju kolam tampung yang ada di tengah lokasi hotel sebelum dialirkan ke saluran eksisting luar area apartemen menuju saluran pembuangan tersier.

Berikut adalah gambar potongan apartemen :



Gambar 4 2 Tampak Samping Apartemen



Gambar 4 3 Tampak Samping Mall

4.2.1 Perhitungan Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi (t_c) merupakan penjumlahan dari waktu aliran pada lahan / permukaan yang masuk kedalam saluran (t_0) dengan waktu aliran air yang mengalir sepanjang saluran (t_F) pada suatu titik yang ditinjau/dikontrol. T_0 adalah waktu yang dibutuhkan untuk mengalir di permukaan untuk mencapai inlet (overland flow time, time inlet). t_F adalah waktu yang diperlukan untuk mengalir di sepanjang saluran.

Pada perhitungan waktu konsentrasi dilakukan perhitungan luas catchment area yang dilakukan sebanyak 3 kali. Yang pertama luas catchment pada atap masing masing gedung,

yang kedua luas catchment pada podium setiap lantai serta yang ketiga luas catchment pada jalanan kawasan apartemen.

Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon memiliki 7 gedung apartemen dan 1 gedung mall. Setiap gedung tersebut memiliki desain dan jumlah lantai yang berbeda beda.

4.2.1.1 Perhitungan tC pada roof drain atap Apartemen

Pada tower 1 – tower 5 Apartemen terdiri dari 41 lantai dengan elevasi tertinggi nya adalah +138,1m dan memiliki desain atap seperti pada gambar 4.4 berikut. Setelah masuk kepipa roofdrain, air hujan dari atap tersebut langsung dialirkan menuju saluran kawasan apartemen untuk dialirkan menuju saluran pembuang.



Gambar 4 4 Denah Roof-Drain pada Atap Tower 1 – Tower 5
(Sumber : Perencanaan)

Contoh perhitungan tC pada tower 1

1. perhitungan t0 pada saluran roof drain tower 1 RD-1-1

Nd atap = 0,02 (permukaan beton)

$$s = 0,0002$$

$$L = 7,896 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} t_0 &= 1,44 \times \left(nd \times \frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{L}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 3,65 \text{ menit} \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan t0 pada rooftop dapat dilihat pada tabel 4.14

2. Perhitungan tF

Pada penyaluran air hujan melalui pipa menggunakan pipa dengan diameter 0,15 m dari lantai elevasi +138,1 m

$$L_{\text{pipa}} = 138,1 \text{ m}$$

$$D_{\text{pipa}} = 0,15 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V &= \sqrt{2gh} \\ &= \sqrt{2 \times 9,81 \times 138,1} \\ &= 52,05 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{138,1}{52,05} = 2,65 = 0,0442 \text{ menit}$$

Hasil perhitungan tF pada saluran dari roofdrain dapat dilihat pada tabel 4. 14

3. Perhitungan tC

Setelah diketahui t0 serta tF, maka dihitung waktu konsentrasi dari lantai atap elevasi 138,1m dengan cara berikut :

$$\begin{aligned} T_c &= t_0 + t_F \text{ vertikal} \\ &= 3,65 + 0,0442 \\ &= 3,70 \text{ menit} = 0,0617 \text{ jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan nilai tC pada atap tower 1 – tower 5 dapat dilihat pada tabel 4.14 berikut

Tabel 4 14 Perhitungan tC dari rooftop (elevasi +138,1m) untuk tower 1 – tower 5

pipa air hujan	nd atap (beton)	panjang pengaliran (l)	kemiringan atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-1-1-1	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-1-2	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-1-3	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-1-4	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-1-5	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-1-6	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-2-1	0.02	7.2	0.0002	3.5	138.1	0.15	52.05	0.04	3.5	0.059
RD-1-2-2	0.02	7.2	0.0002	3.5	138.1	0.15	52.05	0.04	3.5	0.059
RD-1-2-5	0.02	7.2	0.0002	3.5	138.1	0.15	52.05	0.04	3.5	0.059
RD-1-2-6	0.02	7.2	0.0002	3.5	138.1	0.15	52.05	0.04	3.5	0.059
RD-1-3-1	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-3-2	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-3-3	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-3-4	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-3-5	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061
RD-1-3-6	0.02	7.8	0.0002	3.6	138.1	0.15	52.05	0.04	3.7	0.061

(Sumber : Perhitungan)

Pada tower 6 – tower 7 Apartemen terdiri dari 33 lantai dengan elevasi tertinggi nya adalah +109,3m dan memiliki desain atap seperti pada gambar 4.5 berikut. Setelah masuk kepipa roofdrain, air hujan dari atap tersebut langsung dialirkan menuju saluran kawasan apartemen untuk dialirkan menuju saluran pembuang.



Gambar 4 5 Denah Roof-Drain pada Atap Tower 6 – Tower 7
(Sumber : Perencanaan)

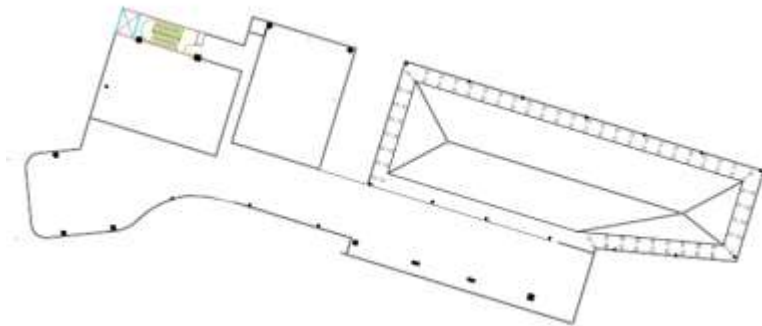
Hasil perhitungan tC pada atap tower 6 dan tower 7 dapat dilihat pada tabel 4.15

Tabel 4 15 Perhitungan tC dari rooftop (elevasi +138,1m) untuk tower 6 – tower 7

pipa air hujan	nd atap (beton)	panjang pengaliran (l)	kemiringan atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-6-1-1	0.02	10.101	0.0002	4.1047	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.1441	0.0691
RD-6-1-2	0.02	13.218	0.0002	4.6540	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.6934	0.0782
RD-6-1-3	0.02	14.739	0.0002	4.8969	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.9362	0.0823
RD-6-1-4	0.02	15.261	0.0002	4.9771	109.3	0.15	46.3084	0.0393	5.0165	0.0836
RD-6-2-1	0.02	14.739	0.0002	4.8969	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.9362	0.0823
RD-6-2-2	0.02	13.218	0.0002	4.6540	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.6934	0.0782
RD-6-2-3	0.02	10.101	0.0002	4.1047	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.1441	0.0691
RD-6-3-1	0.02	10.101	0.0002	4.1047	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.1441	0.0691
RD-6-3-2	0.02	13.218	0.0002	4.6540	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.6934	0.0782
RD-6-3-3	0.02	14.739	0.0002	4.8969	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.9362	0.0823
RD-6-3-4	0.02	15.261	0.0002	4.9771	109.3	0.15	46.3084	0.0393	5.0165	0.0836
RD-6-4-1	0.02	14.739	0.0002	4.8969	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.9362	0.0823
RD-6-4-2	0.02	13.218	0.0002	4.6540	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.6934	0.0782
RD-6-4-3	0.02	10.101	0.0002	4.1047	109.3	0.15	46.3084	0.0393	4.1441	0.0691

(Sumber : Perhitungan)

Pada gedung Mall terdiri dari 4 lantai dengan elevasi tertinggi nya adalah m dan memiliki desain atap seperti pada gambar 4.6 berikut. Setelah masuk ke pipa roofdrain, air hujan dari atap tersebut langsung dialirkan menuju saluran kawasan apartemen untuk dialirkan menuju saluran pembuang.



Gambar 4 6 Denah Atap Mall

Tabel 4 16 Perhitungan tC dari atap mall

pipa air hujan	nd atap	panjang pengaliran	kemiring an atap	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)	(s)	(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-M-1	0.02	11.29	0.0002	4.3237	25	0.15	22.1472	0.0188	4.3425	0.0724
RD-M-2	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-3	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-4	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-5	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-6	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-7	0.02	7.186	0.0002	3.5013	25	0.15	22.1472	0.0188	3.5201	0.0587
RD-M-8	0.02	8.372	0.0002	3.7602	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7790	0.0630
RD-M-9	0.02	6.176	0.0002	3.2622	25	0.15	22.1472	0.0188	3.2810	0.0547
RD-M-10	0.02	7.168	0.0002	3.4972	25	0.15	22.1472	0.0188	3.5160	0.0586
RD-M-11	0.02	8.102	0.0002	3.7030	16	0.15	17.7178	0.0151	3.7181	0.0620
RD-M-12	0.02	8.102	0.0002	3.7030	16	0.15	17.7178	0.0151	3.7181	0.0620
RD-M-13	0.02	8.102	0.0002	3.7030	16	0.15	17.7178	0.0151	3.7181	0.0620
RD-M-14	0.02	8.102	0.0002	3.7030	16	0.15	17.7178	0.0151	3.7181	0.0620
RD-M-15	0.02	7.019	0.0002	3.4630	34	0.15	25.8279	0.0219	3.4850	0.0581
RD-M-16	0.02	7.019	0.0002	3.4630	34	0.15	25.8279	0.0219	3.4850	0.0581
RD-M-17	0.02	6.267	0.0002	3.2845	25	0.15	22.1472	0.0188	3.3033	0.0551
RD-M-18	0.02	5.32	0.0002	3.0426	25	0.15	22.1472	0.0188	3.0614	0.0510
RD-M-19	0.02	21.68	0.0002	5.8639	25	0.15	22.1472	0.0188	5.8827	0.0980
RD-M-20	0.02	16.24	0.0002	5.1238	25	0.15	22.1472	0.0188	5.1426	0.0857
RD-M-21	0.02	7.774	0.0002	3.6323	25	0.15	22.1472	0.0188	3.6511	0.0609
RD-M-22	0.02	5.787	0.0002	3.1645	25	0.15	22.1472	0.0188	3.1834	0.0531
RD-M-23	0.02	16	0.0002	5.0883	25	0.15	22.1472	0.0188	5.1071	0.0851
RD-M-24	0.02	16	0.0002	5.0883	25	0.15	22.1472	0.0188	5.1071	0.0851
RD-M-25	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625

pipa air hujan	nd atap	panjang pengaliran	kemiringan an atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-M-26	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-27	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625
RD-M-28	0.02	8.222	0.0002	3.7286	25	0.15	22.1472	0.0188	3.7474	0.0625

4.2.1.2 Perhitungan tC pada lantai 3 Apartemen (elevasi +12,6 m)

Setiap tower pada apartemen ini memiliki podium terbuka pada lantai 3 dengan design yang berbeda-beda. Hal ini mempengaruhi perhitungan tC pada lantai 3 untuk setiap towernya. Air hujan yang mengalir pada podium lantai 3 setiap towernya disalurkan melalui saluran pipa vertikal menuju groundfloor dan akan langsung masuk pada saluran kawasan apartemen.

Tower 1



Gambar 4 7 Lokasi saluran dan Floordrain pada podium lantai 3 tower 1

Karena podium pada lantai 3 tower 1 adalah ruang terbuka yang merupakan arena kolam renang dan arena bermain maka air hujan yang mengalir pada lantai tersebut dialirkan melalui saluran seperti yang telah direncanakan baru setelah itu dialirkan melalui saluran pipa vertikal menuju ground floor dan masuk ke saluran kawasan apartemen.

Berikut adalah contoh perhitungan t_c dari roofdrain pada podium lantai 3 tower 1.

1. Perhitungan t_0 pada lantai 3

Nd atap = 0,02 (permukaan beton)

$$s = 0,0002$$

$$L = 4,033 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} t_0 &= 1,44 \times \left(nd \times \frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{4,033}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 3,24 \text{ menit} \end{aligned}$$

Untuk hasil perhitungan t_0 pada saluran lantai 3 dapat dilihat pada tabel 4.

2. Perhitungan t_F

$$L \text{ saluran} = 52,693 \text{ m}$$

$$B = 0,5 \text{ m}$$

$$H = 0,25 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 0,5 \times 0,25 = 0,125 \text{ m}$$

$$P = b + (2 \times h) = 0,5 + (2 \times 0,25) = 1 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,125}{1} = 0,125 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2}$$

$$= \frac{1}{0,015} \times 0,125^{2/3} \times 0,0002^{1/2} = 0,2357 \text{ m/s}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{52,693}{0,2357} = 223,55 \text{ detik} = 3,726 \text{ menit}$$

Hasil perhitungan t_F pada saluran lantai dapat dilihat pada tabel 4. (tabel)

3. Perhitungan t_C

Setelah diketahui t_0 serta t_F , maka dihitung waktu konsentrasi pada saluran dilantai 3 seperti berikut :

$$\begin{aligned}
 T_c &= t_0 + t_F \\
 &= 3,24 + 3,726 \\
 &= 6,973 \text{ menit} = 0,11 \text{ jam}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan t_C pada saluran yang akan dialirkan pada saluran lainnya dapat dilihat pada tabel 4. 17

Tabel 4 17 Perhitungan t_C pada saluran podium lantai 3

saluran	nd	(l)	s	t ₀	L	A	P	R	V	t _F	t _C
		m			m	m ²	m	m	m/s	menit	menit
S 3-1	0.02	4.03	0.0002	3.24	52.7	0.13	1	0.125	0.236	3.73	6.97
S 3-2	0.02	3.19	0.0002	2.91	24.0	0.13	1	0.125	0.236	1.70	4.61
S 3-3	0.02	6.09	0.0002	3.93	12.7	0.13	1	0.125	0.236	0.89	4.83
S 3-4	0.02	4.03	0.0002	3.24	69.4	0.13	1	0.125	0.236	4.90	8.15

(Sumber : Perhitungan)

Setelah melewati saluran air hujan pada lantai 3 dialirkan menuju saluran kawasan apartemen melalui lubang floor drain yang ada di setiap ujung saluran dengan perhitungan berikut

$$T_0 = 6,973 \text{ menit}$$

$$L \text{ pipa} = 12,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V &= \sqrt{2 \times g \times h} \\
 &= \sqrt{2 \times 9,81 \times 12,6} \\
 &= 0,013 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_c &= t_0 + t_F \text{ vertikal} \\
 &= 6,973 \text{ menit} + 0,013 \\
 &= 6,98 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

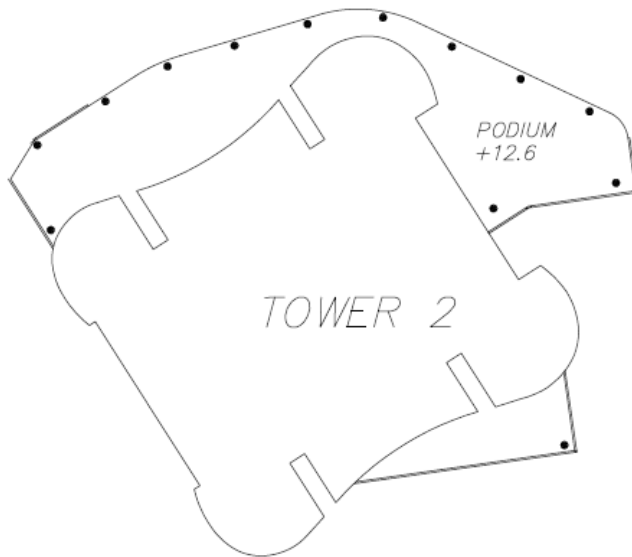
Perhitungan t_C lainnya dari floordrain yang mengalirkan air dari podium lantai 3 menuju groundfloor dapat dilihat pada tabel 4.18 berikut

Tabel 4 18 Rekapitulasi perhitungan t_C dari podium lantai 3 tower 1 menuju groundfloor

Saluran	t_0 (menit)	L PIPA	V	t_F	t_C
		(m)	(m/s)	(menit)	(menit)
FD-3-1	6.97	12.6	15.72	0.013	6.99
FD-3-2	4.61	12.6	15.72	0.013	4.62
FD-3-3	4.83	12.6	15.72	0.013	4.84
FD-3-4	8.15	12.6	15.72	0.013	8.16

(Sumber : Perhitungan)

Tower 2



Gambar 4 8 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 2

Berikut adalah contoh perhitungan t_c dari roofdrain RD-2-L3-1 pada podium lantai 3 tower 2.

1. Perhitungan t_0

Nd atap = 0,02 (permukaan beton)

s = 0,0002

L = 5,68 m

$$\begin{aligned} t_0 &= 1,44 \times \left(nd \times \frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{5,68}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 3,14 \text{ menit} \end{aligned}$$

2. Perhitungan tF

L saluran = 12,60 m

$$V = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 12,6} = 15,72 \text{ m/s}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{12,60}{15,72} = 0,0134 \text{ menit}$$

3. Perhitungan tC

Setelah diketahui t0 serta tF, maka dihitung waktu konsentrasi pada saluran dilantai 3 seperti berikut :

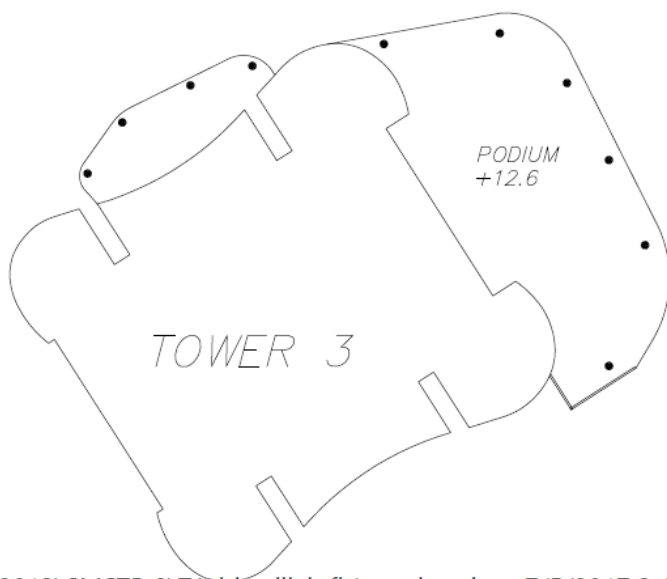
$$\begin{aligned} T_c &= t_0 + t_F \\ &= 3,14 + 0,0134 \\ &= 3,15 \text{ menit} = 0,052 \text{ jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tC pada podium lantai 3 tower 2 dapat dilihat pada tabel 4.19

Tabel 4 19 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 2

pipa air hujan	nd atap (beton)	panjang pengaliran (l)	kemiringan atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-2-L3-1	0.02	5.68	0.0002	3.14	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.1510	0.0525
RD-2-L3-2	0.02	3.45	0.0002	2.49	12.60	0.15	15.72	0.0134	2.4988	0.0416
RD-2-L3-3	0.02	8.25	0.0002	3.73	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.7472	0.0625
RD-2-L3-4	0.02	8.59	0.0002	3.80	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.8179	0.0636
RD-2-L3-5	0.02	7.54	0.0002	3.58	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.5948	0.0599
RD-2-L3-6	0.02	5.46	0.0002	3.08	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.0928	0.0515
RD-2-L3-7	0.02	3.25	0.0002	2.42	12.60	0.15	15.72	0.0134	2.4305	0.0405
RD-2-L3-8	0.02	9.74	0.0002	4.03	12.60	0.15	15.72	0.0134	4.0483	0.0675
RD-2-L3-9	0.02	9.69	0.0002	4.03	12.60	0.15	15.72	0.0134	4.0384	0.0673
RD-2-L3-10	0.02	7.91	0.0002	3.66	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.6747	0.0612
RD-2-L3-11	0.02	5.35	0.0002	3.05	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.0634	0.0511
RD-2-L3-12	0.02	4.39	0.0002	2.78	12.60	0.15	15.72	0.0134	2.7954	0.0466
RD-2-L3-13	0.02	13.57	0.0002	4.71	12.60	0.15	15.72	0.0134	4.7249	0.0787

Tower 3



Gambar 4 9 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 3

Berikut adalah contoh perhitungan t_c dari roofdrain RD-3-L3-1 pada podium lantai 3 tower 3.

1. Perhitungan t_0

Nd atap = 0,02 (permukaan beton)

s = 0,0002

L = 5,53 m

$$\begin{aligned} t_0 &= 1,44 \times \left(nd \times \frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{5,53}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 3,10 \text{ menit} \end{aligned}$$

2. Perhitungan t_F

L saluran = 12,60 m

$$V = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 12,6} = 15,72 \text{ m/s}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{12,60}{15,72} = 0,0134 \text{ menit}$$

3. Perhitungan tC

Setelah diketahui t0 serta tF, maka dihitung waktu konsentrasi pada saluran dilantai 3 seperti berikut :

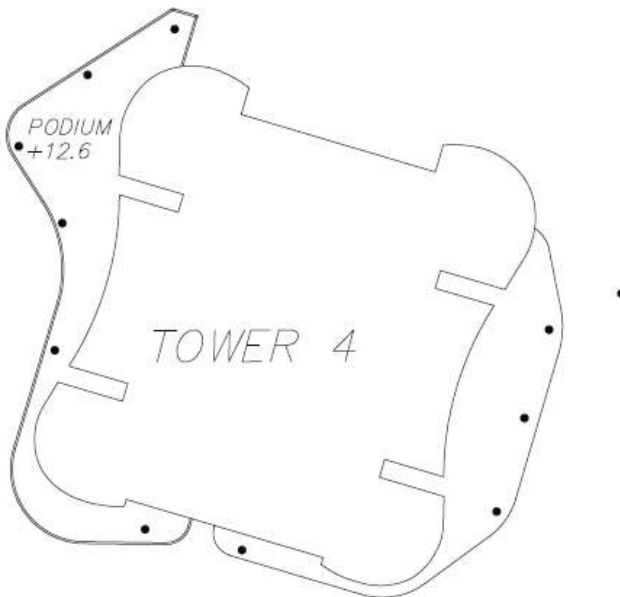
$$\begin{aligned} T_c &= t_0 + t_F \\ &= 3,10 + 0,0134 \\ &= 3,11 \text{ menit} = 0,052 \text{ jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tC pada podium lantai 3 tower 2 dapat dilihat pada tabel 4.20 berikut

Tabel 4 20 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 3

pipa air hujan	nd atap (beton)	panjang pengaliran (l)	kemiringan atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-3-L3-1	0.02	5.53	0.0002	3.10	12.6	0.15	15.72	0.01	3.11	0.052
RD-3-L3-2	0.02	5.74	0.0002	3.15	12.6	0.15	15.72	0.01	3.17	0.053
RD-3-L3-3	0.02	4.71	0.0002	2.87	12.6	0.15	15.72	0.01	2.89	0.048
RD-3-L3-4	0.02	4.32	0.0002	2.76	12.6	0.15	15.72	0.01	2.77	0.046
RD-3-L3-5	0.02	7.12	0.0002	3.49	12.6	0.15	15.72	0.01	3.50	0.058
RD-3-L3-6	0.02	13.72	0.0002	4.74	12.6	0.15	15.72	0.01	4.75	0.079
RD-3-L3-7	0.02	14.84	0.0002	4.91	12.6	0.15	15.72	0.01	4.93	0.082
RD-3-L3-8	0.02	14.15	0.0002	4.80	12.6	0.15	15.72	0.01	4.82	0.080
RD-3-L3-9	0.02	9.95	0.0002	4.08	12.6	0.15	15.72	0.01	4.09	0.068
RD-3-L3-10	0.02	7.82	0.0002	3.64	12.6	0.15	15.72	0.01	3.66	0.061

Tower 4



Gambar 4 10 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 4

Berikut adalah contoh perhitungan t_c dari roofdrain RD-4-L3-1 pada podium lantai 3 tower 4.

1. Perhitungan t_0

N_d atap = 0,02 (permukaan beton)

s = 0,0002

L = 4,94m

$$\begin{aligned}
 t_0 &= 1,44 \times \left(n_d \times \frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \\
 &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{4,94}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\
 &= 2,93 \text{ menit}
 \end{aligned}$$

2. Perhitungan t_F

$$L \text{ saluran} = 12,60 \text{ m}$$

$$V = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 12,6} = 15,72 \text{ m/s}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{12,60}{15,72} = 0,0134 \text{ menit}$$

3. Perhitungan t_C

Setelah diketahui t_0 serta t_F , maka dihitung waktu konsentrasi pada saluran dilantai 3 seperti berikut :

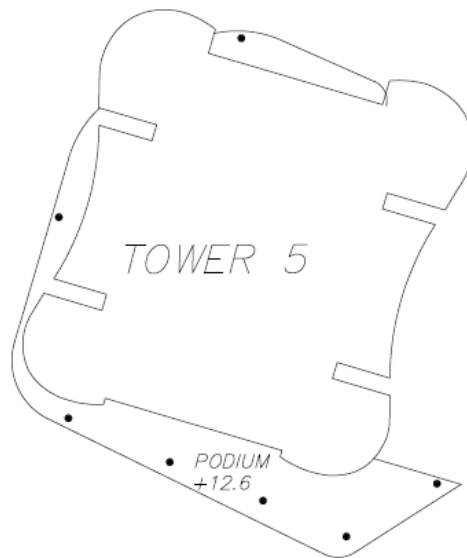
$$\begin{aligned} T_c &= t_0 + t_F \\ &= 2,93 + 0,0134 \\ &= 2,95 \text{ menit} = 0,049 \text{ jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan t_C pada podium lantai 3 tower 4 dapat dilihat pada tabel 4.21 berikut

Tabel 4 21 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 4

pipa air hujan	nd atap (beton)	panjang pengaliran (l)	kemiringan atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-4-L3-1	0.02	4.94	0.0002	2.93	12.6	0.15	15.72	0.0134	2.95	0.0492
RD-4-L3-2	0.02	5.93	0.0002	3.20	12.6	0.15	15.72	0.0134	3.21	0.0536
RD-4-L3-3	0.02	4.29	0.0002	2.75	12.6	0.15	15.72	0.0134	2.76	0.0461
RD-4-L3-4	0.02	12.53	0.0002	4.53	12.6	0.15	15.72	0.0134	4.55	0.0759
RD-4-L3-5	0.02	9.63	0.0002	4.01	12.6	0.15	15.72	0.0134	4.02	0.0671
RD-4-L3-6	0.02	8.38	0.0002	3.76	12.6	0.15	15.72	0.0134	3.77	0.0629
RD-4-L3-7	0.02	7.84	0.0002	3.64	12.6	0.15	15.72	0.0134	3.66	0.0610
RD-4-L3-8	0.02	8.11	0.0002	3.70	12.6	0.15	15.72	0.0134	3.71	0.0620
RD-4-L3-9	0.02	4.31	0.0002	2.75	12.6	0.15	15.72	0.0134	2.77	0.0462
RD-4-L3-10	0.02	3.03	0.0002	2.33	12.6	0.15	15.72	0.0134	2.35	0.0392

Tower 5



Gambar 4 11 Lokasi Floordrain pada podium lantai 3 tower 5

Berikut adalah contoh perhitungan t_c dari roofdrain RD-5-L3-1 pada podium lantai 3 tower 5.

1. Perhitungan t_0

N_d atap = 0,02 (permukaan beton)

s = 0,0002

L = 6,17m

$$\begin{aligned} t_0 &= 1,44 \times \left(n_d \times \frac{L}{\sqrt{s}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{6,17}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 3,26 \text{ menit} \end{aligned}$$

2. Perhitungan t_F

L saluran = 12,60 m

$$V = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 12,6} = 15,72 \text{ m/s}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{12,60}{15,72} = 0,0134 \text{ menit}$$

3. Perhitungan tC

Setelah diketahui t0 serta tF, maka dihitung waktu konsentrasi pada saluran dilantai 3 seperti berikut :

$$\begin{aligned} T_c &= t_0 + t_F \\ &= 3,26 + 0,0134 \\ &= 3,27 \text{ menit} = 0,054 \text{ jam} \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tC pada podium lantai 3 tower 2 dapat dilihat pada tabel 4.22 berikut

Tabel 4 22 Hasil Perhitungan tC dari podium lantai 3 tower 4

pipa air hujan	nd atap (beton)	panjang pengaliran (l)	kemiringan atap (s)	t0	L pipa	D pipa	V	tF	tC	
		(m)		(menit)	(m)	(m)	(m/s)	(menit)	(menit)	(jam)
RD-5-L3-1	0.02	6.17	0.0002	3.26	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.27	0.05
RD-5-L3-2	0.02	5.48	0.0002	3.09	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.10	0.05
RD-5-L3-3	0.02	4.69	0.0002	2.87	12.60	0.15	15.72	0.0134	2.88	0.05
RD-5-L3-4	0.02	4.02	0.0002	2.67	12.60	0.15	15.72	0.0134	2.68	0.04
RD-5-L3-5	0.02	8.26	0.0002	3.74	12.60	0.15	15.72	0.0134	3.75	0.06
RD-5-L3-6	0.02	10.49	0.0002	4.18	12.60	0.15	15.72	0.0134	4.19	0.07
RD-5-L3-7	0.02	13.24	0.0002	4.66	12.60	0.15	15.72	0.0134	4.67	0.08

4.2.1.3 Perhitungan tC pada saluran kawasan apartemen

Berikut adalah contoh perhitungan untuk saluran S10 – S13

1. Perhitungan t0

• T0 taman

$$\begin{aligned}\text{Luas area} &= 138,76 \text{ m}^2 \\ &= 0,000138 \text{ km}^2\end{aligned}$$

$$\text{Panjang pengaliran (l)} = 23 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}t_0 &= 1,44 \times \left(nd \times \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{23}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 5,02 \text{ menit}\end{aligned}$$

• T0 jalan

$$\begin{aligned}\text{Luas area} &= 418,72 \text{ m}^2 \\ &= 0,000418 \text{ km}^2\end{aligned}$$

$$\text{Panjang pengaliran (l)} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}t_0 &= 1,44 \times \left(nd \times \frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0,467} \\ &= 1,44 \times \left(0,02 \times \frac{3}{\sqrt{0,0002}} \right)^{0,467} \\ &= 1,942 \text{ menit}\end{aligned}$$

$$t_0 \text{ yang digunakan} = 5,02 \text{ menit}$$

2. Perhitungan tF

$$L \text{ saluran} = 83,58 \text{ m}$$

$$B = 0,4 \text{ m}$$

$$H = 0,2 \text{ m dengan tinggi jalan } 0,2 \text{ m}$$

$$A = b \times h = 0,4 \times 0,2 = 0,08 \text{ m}$$

$$P = b + (2 \times h) = 0,4 + (2 \times 0,2) = 0,8 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,08}{0,8} = 0,1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}V &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,015} \times 0,1^{2/3} \times 0,005^{1/2} \\ &= 1,43 \text{ m/s}\end{aligned}$$

$$t_F = \frac{L}{V} = \frac{83,58}{1,42} = 58,85 \text{ detik} = 0,9698 \text{ menit}$$

3. Perhitungan tC

$$\begin{aligned} T_c &= t_0 + t_F \\ &= 5,0277 + 0,969 = 5,99 \text{ menit} = 0,1 \text{ jam} \end{aligned}$$

Untuk Perhitungan tC pada saluran kawasan apartemen selengkapnya ditulis pada tabel 4.27

4.2.2 Perhitungan Intensitas Hujan (I)

Contoh perhitungan intensitas hujan untuk saluran S10 – S13 . Perhitungan intensitas hujan menggunakan rumus mononobe.

$$R_{24} = 117,83 \text{ mm}$$

$$t_C = 0,1 \text{ jam}$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3} = \frac{117,83}{24} \left(\frac{24}{0,1} \right)^{2/3} = 189,66 \text{ mm/jam}$$

Hasil perhitungan intensitas hujan dapat dilihat pada tabel 4.27

4.2.3 Perhitungan Koefisien Pengaliran (C)

Koefisien pengaliran adalah perkiraan limpasan air hujan yang melimpas dari suatu kawasan. Setiap permukaan lahan memiliki nilai koefisien pengaliran yang berbeda. Dalam suatu sistem drainase biasanya daerah pengaliran sebuah saluran terdiri dari lahan yang berbeda beda sehingga perlu dilakukan perhitungan untuk C gabungan.

Contoh Perhitungan nilai C_{gabungan}

Untuk Ruas T10-13 :

$$\text{Luas Taman} = 138,76 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas Jalan} = 418,72 \text{ m}^2$$

$$C_{\text{taman}} = 0,275 \text{ (tabel 2.)}$$

$$C_{\text{jalan}} = 0,65 \text{ (tabel 2.)}$$

$$C_{\text{gabungan}} = \frac{\sum C \cdot A}{\sum A} = \frac{(138,76 \times 0,275) + (418,72 \times 0,65)}{138,76 + 418,72} = 0,56$$

Untuk Perhitungan C_{gabungan} selengkapnya ditulis pada tabel 4.23

Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran

No.	Saluran	Titik Kontrol	Tipe	Luas	C	C.A	Luas Total Kumulatif		C Gabungan
				(m2)			(m2)	(km2)	
1	T3-T29	T29	Bangunan	0.00	0.60	0.00	2668.00	0.0027	0.41
			Taman	1681.17	0.28	462.32			
			Jalan	986.83	0.65	641.44			
2	T10-T13	T13	Bangunan	0.00	0.60	0.00	557.48	0.0006	0.56
			Taman	138.76	0.28	38.16			
			Jalan	418.72	0.65	272.17			
3	T12-T21	T21	Bangunan	168.68	0.60	101.21	676.89	0.0007	0.56
			Taman	138.76	0.28	38.16			
			Jalan	369.45	0.65	240.14			
4	T15-T17	T17	Bangunan	0.00	0.60	0.00	374.89	0.0004	0.51
			Taman	138.76	0.28	38.16			
			Jalan	236.13	0.65	153.48			
5	T16-T17	T17	Bangunan	0.00	0.60	0.00	90.97	0.0001	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	90.97	0.65	59.13			
6	T18-T14	T14	Bangunan	0.00	0.60	0.00	258.71	0.0003	0.41
			Taman	163.76	0.28	45.03			
			Jalan	94.95	0.65	61.72			
7	T19-T20	T20	Bangunan	0.00	0.60	0.00	70.03	0.0001	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	70.03	0.65	45.52			
8	T44-T45	T45	Bangunan	454.01	0.60	272.40	678.23	0.0007	0.62
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	224.22	0.65	145.74			

Lanjutan Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran

No.	Saluran	Titik Kontrol	Tipe	Luas	C	C.A	Luas Total Kumulatif		C Gabungan
				(m2)			(m2)	(km2)	
9	T48-T28	T28	Bangunan	737.29	0.60	442.38	973.63	0.0010	0.52
			Taman	236.33	0.28	64.99			
			Jalan	0.00	0.65	0.00			
10	T23-T24	T24	Bangunan	0.00	0.60	0.00	193.85	0.0002	0.45
			Taman	104.86	0.28	28.84			
			Jalan	89.00	0.65	57.85			
11	T22-T24	T24	Bangunan	0.00	0.60	0.00	218.41	0.0002	0.47
			Taman	104.86	0.28	28.84			
			Jalan	113.55	0.65	73.81			
12	T25-T26	T26	Bangunan	0.00	0.60	0.00	100.40	0.0001	0.56
			Taman	23.92	0.28	6.58			
			Jalan	76.47	0.65	49.71			
13	T46-T27	T27	Bangunan	454.01	0.60	272.40	712.32	0.0007	0.62
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	258.31	0.65	167.90			
14	T11-T21	T21	Bangunan	1216.77	0.60	730.06	1344.03	0.0013	0.57
			Taman	127.26	0.28	35.00			
			Jalan	0.00	0.65	0.00			
15	T7-T9	T9	Bangunan	562.47	0.60	337.48	1237.27	0.0012	0.42
			Taman	674.80	0.28	185.57			
			Jalan	0.00	0.65	0.00			
16	T8-T9	T9	Bangunan	971.98	0.60	583.19	1521.28	0.0015	0.58
			Taman	171.35	0.28	47.12			
			Jalan	377.95	0.65	245.66			

Lanjutan Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran

No.	Saluran	Titik Kontrol	Tipe	Luas	C	C.A	Luas Total Kumulatif		C Gabungan
				(m2)			(m2)	(km2)	
17	T43-T5	T5	Bangunan	0.00	0.60	0.00	220.41	0.0002	0.46
			Taman	110.48	0.28	30.38			
			Jalan	109.93	0.65	71.45			
18	T2-T5	T5	Bangunan	1534.46	0.60	920.67	3942.40	0.0039	0.54
			Taman	961.00	0.28	264.28			
			Jalan	1446.94	0.65	940.51			
19	T42-T4	T4	Bangunan	903.50	0.60	542.10	1770.74	0.0018	0.62
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	867.24	0.65	563.70			
20	T39-T4	T4	Bangunan	920.23	0.60	552.14	1564.10	0.0016	0.51
			Taman	465.32	0.28	127.96			
			Jalan	178.55	0.65	116.06			
21	T33-T36	T36	Bangunan	0.00	0.60	0.00	151.82	0.0002	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	151.82	0.65	98.68			
22	T43-T35	T35	Bangunan	0.00	0.60	0.00	76.81	0.0001	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	76.81	0.65	49.93			
23	T34-T35	T34	Bangunan	0.00	0.60	0.00	65.35	0.0001	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	65.35	0.65	42.47			
24	T47-T38	T47	Bangunan	278.14	0.60	166.89	765.39	0.0008	0.52
			Taman	236.33	0.28	64.99			
			Jalan	250.91	0.65	163.09			

lanjutan Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran

No.	Saluran	Titik Kontrol	Tipe	Luas	C	C.A	Luas Total Kumulatif		C Gabungan
				(m2)			(m2)	(km2)	
25	T36-TT37	T36	Bangunan	0.00	0.60	0.00	242.00	0.0002	0.43
			Taman	144.17	0.28	39.65			
			Jalan	97.83	0.65	63.59			
26	T30-T32	T32	Bangunan	578.49	0.60	347.09	875.91	0.0009	0.62
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	297.42	0.65	193.32			
27	T31-T32	T32	Bangunan	301.68	0.60	181.01	301.68	0.0003	0.60
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	0.00	0.65	0.00			
28	T1-T40	T40	Bangunan	0.00	0.60	0.00	1248.28	0.0012	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	1248.28	0.65	811.38			
29	T17-T13	T13	Bangunan	0.00	0.60	0.00	658.88	0.0007	0.57
			Taman	148.71	0.28	40.89			
			Jalan	510.17	0.65	331.61			
30	T13-T14	T14	Bangunan	0.00	0.60	0.00	717.33	0.0007	0.57
			Taman	158.65	0.28	43.63			
			Jalan	558.68	0.65	363.14			
31	T14-T20	T20	Bangunan	0.00	0.60	0.00	682.81	0.0007	0.43
			Taman	402.49	0.28	110.68			
			Jalan	280.32	0.65	182.21			
32	T20-T45	T45	Bangunan	0.00	0.60	0.00	411.07	0.0004	0.44
			Taman	228.79	0.28	62.92			
			Jalan	182.28	0.65	118.48			

Lanjutan Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran

No.	Saluran	Titik Kontrol	Tipe	Luas	C	C.A	Luas Total Kumulatif		C Gabungan
				(m2)			(m2)	(km2)	
33	T45-T28	T28	Bangunan	604.02	0.60	362.41	1086.85	0.0011	0.62
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	482.83	0.65	313.84			
34	T35-T37	T37	Bangunan	0.00	0.60	0.00	164.20	0.0002	0.65
			Taman	0.00	0.28	0.00			
			Jalan	164.20	0.65	106.73			
35	T37-T38	T38	Bangunan	0.00	0.60	0.00	295.45	0.0003	0.47
			Taman	144.17	0.28	39.65			
			Jalan	151.27	0.65	98.33			
36	T38-T32	T32	Bangunan	1140.30	0.60	684.18	2049.61	0.0020	0.52
			Taman	561.84	0.28	154.51			
			Jalan	347.46	0.65	225.85			
37	T24-T26	T26	Bangunan	0.00	0.60	0.00	504.69	0.0005	0.48
			Taman	233.64	0.28	64.25			
			Jalan	271.05	0.65	176.18			
38	T26-T27	T27	Bangunan	0.00	0.60	0.00	242.83	0.0002	0.58
			Taman	47.84	0.28	13.16			
			Jalan	194.98	0.65	126.74			
39	T27-T28	T28	Bangunan	870.00	0.60	522.00	1816.76	0.0018	0.54
			Taman	406.88	0.28	111.89			
			Jalan	539.87	0.65	350.92			
40	T28-KT	KT	Bangunan	1303.30	0.60	781.98	2503.50	0.0025	0.51
			Taman	732.56	0.28	201.45			
			Jalan	467.63	0.65	303.96			

Lanjutan Tabel 4 23 Perhitungan C gabungan saluran

No.	Saluran	Titik Kontrol	Tipe	Luas	C	C.A	Luas Total Kumulatif		C Gabungan
				(m2)			(m2)	(km2)	
41	T9-KT	KT	Bangunan	1534.46	0.60	920.67	2820.45	0.0028	0.50
			Taman	908.05	0.28	249.71			
			Jalan	377.95	0.65	245.66			
42	T5-KT	KT	Bangunan	1534.46	0.60	920.67	4197.21	0.0042	0.53
			Taman	1105.88	0.28	304.12			
			Jalan	1556.87	0.65	1011.97			
43	T4-KT	KT	Bangunan	1823.73	0.60	1094.24	4007.46	0.0040	0.52
			Taman	1137.95	0.28	312.94			
			Jalan	1045.79	0.65	679.76			
44	T32-KT	KT	Bangunan	1742.33	0.60	1045.40	2777.42	0.0028	0.53
			Taman	672.53	0.28	184.95			
			Jalan	362.56	0.65	235.66			
45	T21-KT	KT	Bangunan	1385.45	0.60	831.27	2129.21	0.0021	0.55
			Taman	374.31	0.28	102.94			
			Jalan	369.45	0.65	240.14			

4.2.4 Perhitungan Debit Limbah Domestik

Sebelum disalurkan menuju saluran kota, pengelola gedung harus melakukan treatment untuk mengolah air limbah. Air limbah yang dihasilkan dari setiap unit apartemen dialirkan dan ditampung pada STP (*Sewage Treatment Plant*) yang ada di basement lantai 2. Apartemen ini memiliki 4 STP yang berlokasi seperti pada gambar 4.10 berikut



Gambar 4 12 Lokasi STP pada kawasan apartemen
(Sumber : PT. PP)

Tabel 4 24 Kapasitas STP pada kawasan Apartemen

No	Ruang STP	Sumber Air Limbah	Volume STP (m ³)	Luas STP (m ²)	Level Air (m)
1.	Phase 1	Tower 1	1300	813	4
		Tower 2			
		Tower 3			
2.	Phase 2	Tower 4	900	563	4
		Tower 5			
3.	Phase 3	Tower 6	800	500	4
		Tower 7			
4.	Mall	Mall	200	125	4

(Sumber : PT. PP)

Perhitungan volume air limbah berdasarkan konsumsi air bersih perorang per hari dan besarnya air bersih yang digunakan akan menjadi air limbah yang diperkirakan sebanyak 70% - 80% dari penggunaan air bersih. Pada perhitungan tugas akhir ini, diperkirakan air limbah yang dihasilkan 75% dari air bersih yang dibutuhkan.

Total kebutuhan air bersih tower 1 = 556105 Ltr

Air limbah yang dihasilkan = 75% x 556105 = 417078,75

Perhitungan kebutuhan air bersih dan limbah yang dihasilkan setiap tower nya dapat dilihat pada tabel 4.26

Tabel 4 25 Perhitungan Kebutuhan air bersih dan limbah yang dihasilkan apartemen

No	Sumber Air Limbah	Kebutuhan Air Bersih /Tower	Total Air limbah /Tower	Total Air Limbah		Dialirkan menuju
		(Ltr)	(Ltr)	(Ltr)	(m3)	
1.	Tower 1	556105	417078,75	1251236,25	1251,24	Phase 1
2.	Tower 2	556105	417078,75			
3.	Tower 3	556105	417078,75			
4.	Tower 4	556105	417078,75	834157,5	834,16	Phase 2
5.	Tower 5	556105	417078,75			
6.	Tower 6	487355	365516,25	731032,5	731,03	Phase 3
7.	Tower 7	487355	365516,25			
8.	Mall	278052,5	208539,37	208539,37	208,53	Mall

(Sumber : Perhitungan)

Lamanya waktu pengolahan Air limbah pada setiap STP diasumsikan selama 24 jam. Setelah dilakukan pengolahan pada masing masing STP air limbah yang telah diolah dialirkan menuju saluran Kawasan Apartemen dengan menggunakan pompa.

Dalam perencanaan drainase sistem pompa yang diperlukan tidak hanya debit puncak banjir, tetapi hidrograf banjir. Prosedur perkiraan hidrograf banjir yang paling sederhana yaitu dengan menggunakan hidrograf segitiga. (Suripin,2004). Sehingga pada tugas akhir ini dalam perhitungan pompa untuk mengalirkan STP ke saluran kawasan apartemen harus dilakukan perhitungan debit yang masuk kedalam kolam tampung STP tersebut.

Contoh perhitungan debit masuk untuk STP Phase 1

Direncanakan :

Diameter pipa (D) = 0,15 m

tinggi air (d) = 0,13 m

s = 0,001

n = 0,012

ϕ = 240

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{8} (\phi - \sin \phi) D^2 \\ &= \frac{1}{8} (240 - \sin 240) 0,15^2 \\ &= 0,6774 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin \phi}{\phi} \right) \\ &= \frac{1}{4} \left(1 - \frac{\sin 240}{240} \right) \\ &= 0,2509 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{1}{n} x R^{2/3} x S^{1/2} \\ &= \frac{1}{0,012} x 0,2509^{2/3} x 0,001^{1/2} \\ &= 1,04 \text{ m}^2/\text{s} \end{aligned}$$

- Perhitungan tC dari lantai 44 sampai dengan basement

Perhitungan t0

L (jarak aliran terjauh) = 26m

Perhitungan t0 horizontal (T0 = tF)

$$T0 = \frac{L}{V} = \frac{26}{1,04} = 24,80 \text{ menit}$$

Perhitungan tF (vertikal)

$$H = 144,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V &= \sqrt{2 \times g \times h} \\ &= \sqrt{2 \times 9,81 \times 144,8} \\ &= 53,30 \text{ m/s} \end{aligned}$$

$$tF = \frac{L}{V} = \frac{144,8}{53,30} = 2,71 \text{ menit}$$

Perhitungan tC

$$\begin{aligned} tC &= t0 + tF \\ &= 24,80 + 2,7 \text{ menit} \\ &= 27,51 \text{ menit} = 1651,11 \text{ detik} \end{aligned}$$

- Perhitungan tC saluran horizontal pada basement menuju STP

Perhitungan t0

$$\begin{aligned} T0 &= tC \text{ dari lantai 44} \\ &= 27,51 \text{ menit} \end{aligned}$$

Perhitungan tF

Jarak horisontal =

$$tF = \frac{L}{V} =$$

Perhitungan tC

$$\begin{aligned} tC &= t0 + tF \\ &= 27,51 + 2,71 \\ &= 30,2 \text{ menit} = 1815,37 \end{aligned}$$

Q yang masuk ke STP pada phase 1

Volume air kotor phase 1 = (tabel 4.26)

karena waktu pengolahan air kotor selama 24 jam maka volume yang dialirkan dianggap volume 2 hari sehingga dikalikan dua

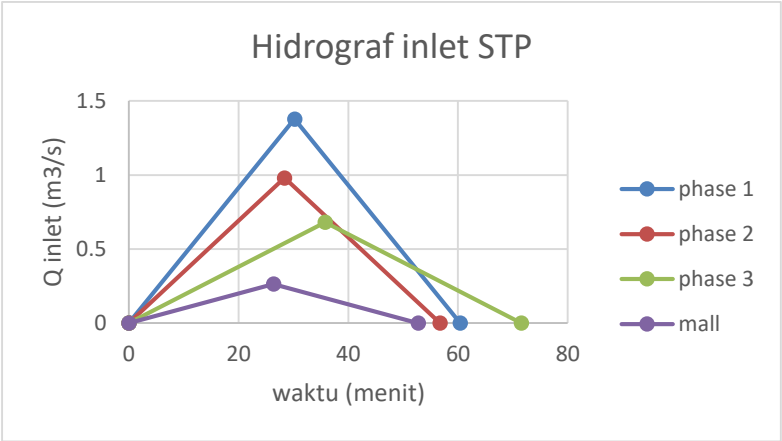
$$Q = \frac{V}{tC} = \frac{1251,24 \times 2}{1815,37} = 1,38 \text{ m}^3/\text{s}$$

Perhitungan Debit masuk untuk semua STP dapat dilihat pada tabel 4. 27

Tabel 4 26 Rekapitulasi Debit Inflow pada STP

No.	Dialirkan menuju STP	Tc (menit)	Q (m³/s)
1.	Phase 1	30,2	1,38
2.	Phase 2	28,36	0,98
3.	Phase 3	35,77	0,68
4.	Mall	26,36	0,26

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 4 13 Hidrograf Inlet STP

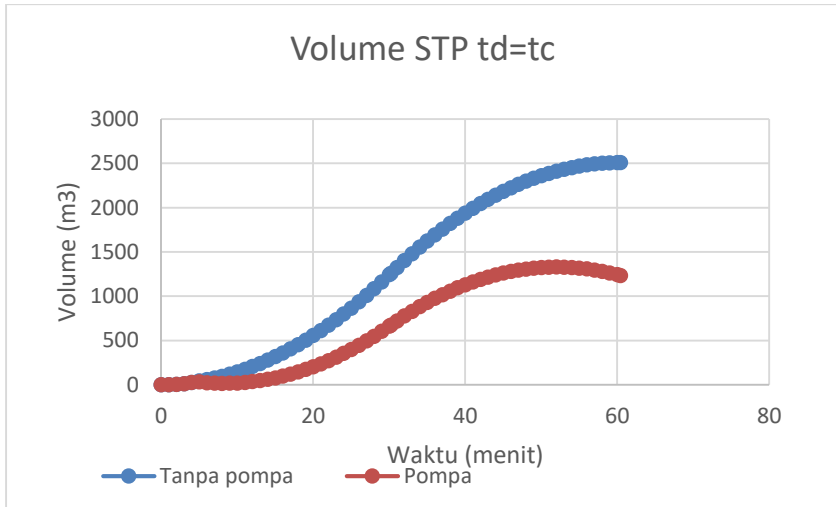
4.2.4.1 Perhitungan Routing Pompa pada STP Phase 1

Setelah didapatkan debit inlet dengan hidrograf $t_d = t_c$, dilakukan perhitungan h muka air, untuk mengetahui muka air maksimum yang dicapai.

Contoh perhitungan :

$$\begin{aligned}
 T &= 1 \text{ menit} \\
 Q \text{ inflow} &= \frac{t_1}{t_{30,2}} \times Q_{30,2} = \frac{1}{30,2} \times 1,38 = 0,0456 \text{ m}^3/\text{s} \\
 \text{Volume inflow} &= 0,5 \times (Q_{t=0} + Q_{t=1}) \times (t_1 - t_0) \times 60 \\
 &= 0,5 \times (0 + 0,0456) \times (1 - 0) \times 60 \\
 &= 1,37 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume Kumulatif} &= V_{t=0} + V_{t=1} = 0 + 1,37 = 1,37 \text{ m}^3 \\
 Q \text{ outflow} &= 0 \text{ (tanpa pengoperasian pompa)} \\
 Q \text{ outflow kumulatif} &= 0 \\
 V \text{ outflow} &= 0 \\
 V \text{ Outflow Kumulatif} &= 0 \\
 V \text{ Total} &= V_{\text{inflow}} - V_{\text{outflow}} \\
 &= 1,37 - 0 \\
 &= 1,37 \text{ m}^3 \\
 H \text{ muka air} &= \frac{\text{Volume Total}}{\text{Luas Kolam tampung}} \\
 &= \frac{1,37}{813} \\
 &= 0,001 \text{ m}
 \end{aligned}$$

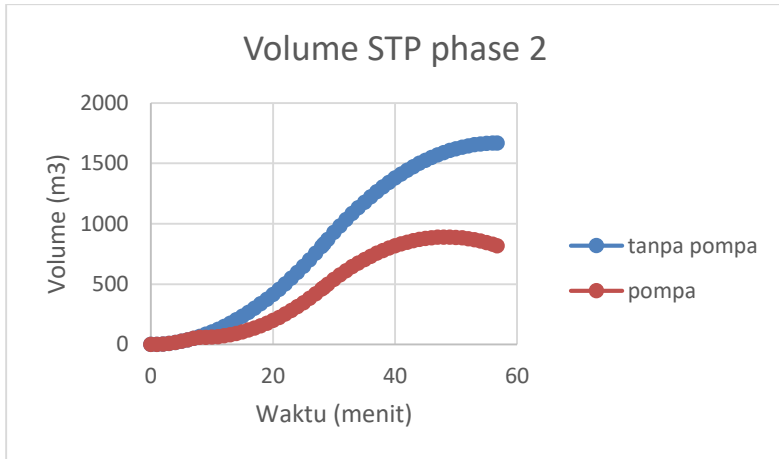
Hasil perhitungan H muka air dapat dilihat pada tabel 4. . Dari hasil perhitungan routing diketahui volume maksimum yang terjadi **1329,05 m³** dengan H muka air maksimum yang terjadi yaitu 1,63 m. Tinggi muka air ini masih dibawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **4 m**. Direncanakan menggunakan pompa dengan kapasitas 288 l/s dan pompa kapasitas 100l/s.



Gambar 4 14 Grafik Volume dan Waktu STP phase 1

4.2.4.2 Perhitungan Routing Pompa pada STP Phase 2

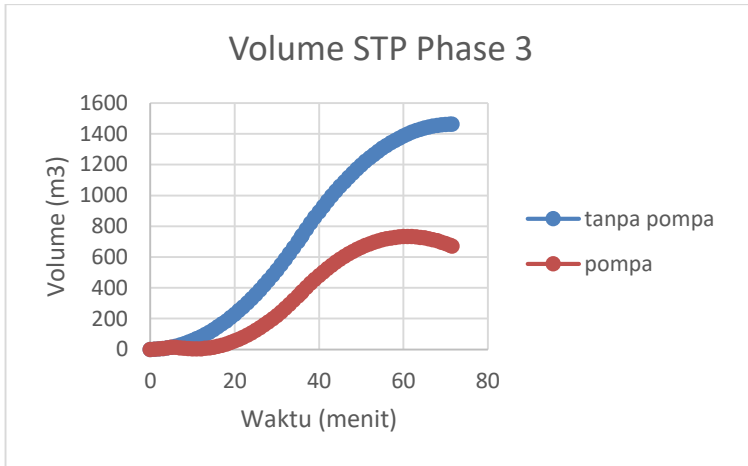
Hasil perhitungan H muka air dapat dilihat pada tabel 4. . Dari hasil perhitungan routing diketahui volume maksimum yang terjadi 889,54 m³ dengan H muka air maksimum yang terjadi yaitu 1,5 m. Tinggi muka air ini masih dibawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **4 m**. Direncanakan menggunakan satu pompa dengan kapasitas 288 l/s.



Gambar 4 15 Grafik Volume dan Waktu STP phase 2

4.2.4.3 Perhitungan Routing Pompa pada STP phase 3

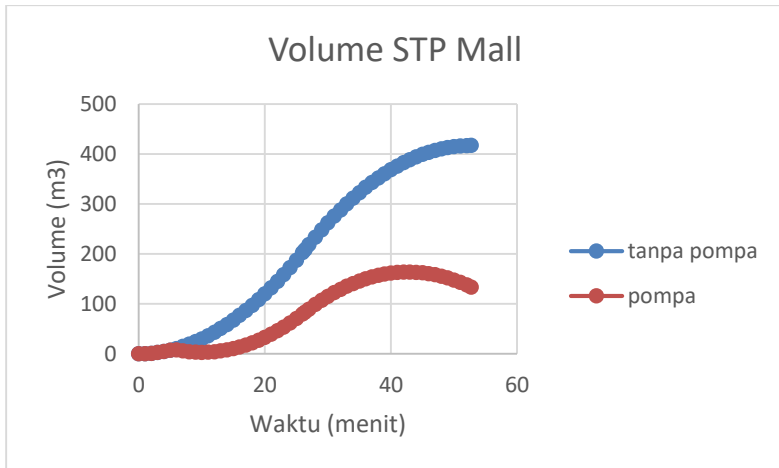
Hasil perhitungan H muka air dapat dilihat pada tabel 4. . Dari hasil perhitungan routing diketahui volume maksimum yang terjadi 732,55 m³ dengan H muka air maksimum yang terjadi yaitu 1,4 m. Tinggi muka air ini masih dibawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **4 m**. Direncanakan menggunakan dua pompa dengan kapasitas 100 l/s.



Gambar 4 16 Grafik Volume dan Waktu STP phase 3

4.2.4.4 Perhitungan Routing Pompa pada STP Mall

Hasil perhitungan H muka air dapat dilihat pada tabel 4. . Dari hasil perhitungan routing diketahui volume maksimum yang terjadi 163,69 m³ dengan H muka air maksimum yang terjadi yaitu 0,3 m. Tinggi muka air ini masih dibawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **4 m**. Direncanakan menggunakan pompa dengan kapasitas 100 l/s.



Gambar 4 17 Grafik Volume dan Waktu STP phase MALL

4.2.5 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Debit banjir rencana dihitung dengan menggunakan rumus rasional. Debit banjir yang direncanakan adalah debit banjir lima tahunan. Rumus rasional yang digunakan adalah :

$$Q = \frac{1}{3,6} \cdot C \cdot I \cdot A$$

C : Koefisien pengaliran

A : Luas daerah pengaliran (km²)

I : Intensitas hujan rencana, dihitung dengan menggunakan rumus Mononobe. (mm/jam)

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^m$$

R₂₄ : Curah hujan harian rencana (mm)

t : waktu konsentrasi aliran (jam)

m : sesuai dengan angka Van Breen, m = 2/3

Contoh diambil perhitungan debit banjir di titik control T13 (saluran T10-T13).

$$C = 0,56 \text{ (tabel 4.19)}$$

$$R_{24} = 117,82 \text{ mm}$$

$$t = 0,100 \text{ jam}$$

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{0,100} \right)^{2/3} = 181,63 \text{ mm/jam}$$

$$A = 0,0006 \text{ km}^2$$

$$Q = \frac{1}{36} \times 0,56 \times 181,63 \times 0,0006 = 0.0156 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Perhitungan selengkapnya ditampilkan pada tabel 4. . Pada tabel ini ditampilkan perhitungan hidrolika yang dilakukan untuk mengetahui estimasi waktu konsentrasi aliran pada titik control yang ditinjau.

4.2.6 Perhitungan Dimensi Saluran

Dimensi saluran dihitung dengan menggunakan rumus Manning. Dimensi saluran disesuaikan dengan katalog.

Saluran T10-T13

$$Q_{\text{hidrologi}} = 0,0156 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Panjang saluran (L)} = 83,58 \text{ m}$$

$$\text{Kekasaran saluran (n)} = 0.015$$

$$\text{Kemiringan saluran (I)} = 0,005$$

$$B \text{ saluran} = 80 \text{ cm (dari katalog)}$$

$$h \text{ saluran} = 80 \text{ cm (dari katalog)}$$

$$\text{tinggi jagaan} = 20 \text{ cm}$$

$$h \text{ pakai} = 80 - 20 = 60 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang (A)} &= B \times h \\ &= 0,8 \times 0,6 = 0,48 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Penampang basah (P)} &= B + 2h \\ &= 0,8 + (2 \times 0,6) = 2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Jari-jari hidrolis (R)} = \frac{A}{P} = \frac{0,48}{2} = 0,24 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan (V)} &= \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times S^{1/2} \\
 &= \frac{1}{0.015} \times 0,24^{2/3} \times 0,005^{1/2} \\
 &= 1,8205 \text{ m/detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= V \cdot A \\
 &= 1,8205 \cdot 0,48 \\
 &= 0,8812 \text{ m}^3/\text{detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{hidrolika}} &= Q_{\text{hidrologi}} \\
 0,8812 &= 0,01567
 \end{aligned}$$

Perhitungan dimensi saluran ditulis pada tabel 4.28 berikut

Tabel 4 27 Perhitungan Dimensi Saluran dan $Q_{hidrologi}$

No	saluran	b	h	n	A	S	P	R	V	Q hidrolika	C gab	tC	I	A	Q hidrol ogi	ΔQ
		m	m		m ²	m	M	m	m/s	m ³ /dtk		jam	mm/dtk k	km ²	m ³ /dtk	m ³ /dtk
1	3-29	0.4	0.2	0.015	0.08	0.005	0.8	0.10	1.0156	0.0812	0.41	0.219	112.53	0.0027	0.035	0.05
2	10-13	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.56	0.107	181.63	0.0006	0.016	0.07
3	12-21	0.4	0.2	0.015	0.08	0.005	0.8	0.10	1.0156	0.0812	0.56	0.121	167.16	0.0007	0.018	0.06
4	15-17	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.51	0.078	222.90	0.0004	0.012	0.07
5	16-17	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.65	0.040	352.03	0.0001	0.006	0.08
6	18-14	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.41	0.042	337.06	0.0003	0.010	0.07
7	19-20	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.65	0.039	355.63	0.0001	0.005	0.08
8	44-45	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.62	0.085	210.50	0.0007	0.024	0.06

Lanjutan Tabel 4 27 Perhitungan Dimensi Saluran dan $Q_{hidrologi}$

No	saluran	b	h	n	A	S	P	R	V	Q hidroli ka	C gab	tC	I	A	Q hidrol ogi	ΔQ
		m	m		m ²	m	M	m	m/s	m ³ /dtk		jam	mm/dtk k	km ²	m ³ /dtk	m ³ /dtk
9	48-28	0.8	0.6	0.01 5	0.48	0.0 05	2.0	0.2 4	1.8205	0.0812	0.52	0.070	240.77	0.0010	0.034	0.05
10	23-24	0.8	0.6	0.01 5	0.48	0.0 05	2.0	0.2 4	1.8205	0.0812	0.45	0.046	317.84	0.0002	0.008	0.07
11	22-24	0.8	0.6	0.01 5	0.48	0.0 05	2.0	0.2 4	1.8205	0.0812	0.47	0.046	318.55	0.0002	0.009	0.07
12	25-26	0.8	0.6	0.01 5	0.48	0.0 05	2.0	0.2 4	1.8205	0.0812	0.56	0.043	334.03	0.0001	0.005	0.08
13	46-27	0.8	0.6	0.01 5	0.48	0.0 05	2.0	0.2 4	1.8205	0.0812	0.62	0.088	205.85	0.0007	0.025	0.06
14	11-21	0.4	0.2	0.01 5	0.08	0.0 05	0.8	0.1 0	1.0156	0.0812	0.57	0.101	187.93	0.0013	0.040	0.04
15	7-9	0.4	0.2	0.01 5	0.08	0.0 05	0.8	0.1 0	1.0156	0.0812	0.42	0.100	189.20	0.0012	0.028	0.05
16	8-9	0.4	0.2	0.01 5	0.08	0.0 05	0.8	0.1 0	1.0156	0.0812	0.58	0.120	167.81	0.0015	0.041	0.04
17	43-5	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.1873	0.46	0.052	294.68	0.0002	0.008	0.18
18	2-5	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.1873	0.54	0.129	159.86	0.0039	0.194	-0.01

Lanjutan Tabel 4 27 Perhitungan Dimensi Saluran dan $Q_{hidrologi}$

No	saluran	b	h	n	A	S	P	R	V	Q hidrolika	C gab	tC	I	A	Q hidrol ogi	ΔQ
		m	m		m ²	m	m	m	m/s	m ³ /dtk		jam	mm/dtk k	km ²	m ³ /dtk	m ³ /dtk
19	42-4	0.5	0.3	0.01 5	0.15	0.0 05	1.1	0.1 4	1.2489	0.1873	0.62	0.129	160.33	0.0018	0.049	0.14
20	39-4	0.5	0.3	0.01 5	0.15	0.0 05	1.1	0.1 4	1.2489	0.1873	0.51	0.093	199.48	0.0016	0.144	0.04
21	33-36	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.65	0.041	341.70	0.0002	0.009	0.07
22	43-35	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.65	0.037	370.24	0.0001	0.005	0.08
23	34-35	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.65	0.041	345.26	0.0001	0.004	0.08
24	47-38	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.52	0.089	205.40	0.0008	0.023	0.06
25	36-37	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.43	0.042	336.52	0.0002	0.010	0.07
26	30-32	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.62	0.086	210.26	0.0009	0.032	0.05
27	31-32	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.60	0.071	238.28	0.0003	0.012	0.07
28	1-40	0.6	0.4	0.01 5	0.24	0.0 05	1.4	0.1 7	1.4547	0.0812	0.65	0.114	174.15	0.0012	0.039	0.04

Lanjutan Tabel 4 27 Perhitungan Dimensi Saluran dan $Q_{hidrologi}$

No	saluran	b	h	n	A	S	P	R	V	Q hidrolika	C gab	tC	I	A	Q hidrol ogi	ΔQ
		m	m		m ²	m	m	m	m/s	m ³ /dtk		jam	mm/dtk	km ²	m ³ /dtk	m ³ /dtk
29	17-13	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.57	0.082	215.62	0.0007	0.022	0.06
30	13-14	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.57	0.113	175.25	0.0007	0.020	0.06
31	14-20	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.43	0.121	167.36	0.0007	0.014	0.07
32	20-45	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.44	0.189	123.84	0.0004	0.006	0.08
33	45-28	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.62	0.213	114.67	0.0011	0.022	0.06
34	35-37	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.0812	0.65	0.044	329.82	0.0002	0.010	0.07
35	37-38	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.0812	0.47	0.047	314.33	0.0003	0.012	0.07
36	38-32	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.3491	0.52	0.116	171.47	0.0020	0.339	0.01
37	24-26	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.48	0.052	293.22	0.0005	0.020	0.06
38	26-27	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.0812	0.58	0.055	281.95	0.0002	0.011	0.07

Lanjutan Tabel 4 27 Perhitungan Dimensi Saluran dan $Q_{hidrologi}$

No	saluran	b	h	n	A	S	P	R	V	Q hidrolika	C gab	tC	I	A	Q hidrol ogi	ΔQ
		m	m		m ²	m	m	m	m/s	m ³ /dtk		jam	mm/dtk	km ²	m ³ /dtk	m ³ /dtk
39	27-28	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.3491	0.54	0.110	177.80	0.0018	0.449	-0.10
40	28-KT	0.8	0.6	0.015	0.48	0.005	2.0	0.24	1.8205	0.3491	0.51	0.215	113.69	0.0025	0.041	0.31
41	9-KT	0.4	0.2	0.015	0.08	0.005	0.8	0.10	1.0156	0.0812	0.50	0.124	163.94	0.0028	0.065	0.02
42	5-KT	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.1873	0.53	0.144	148.88	0.0042	0.093	0.09
43	4-KT	0.5	0.3	0.015	0.15	0.005	1.1	0.14	1.2489	0.1873	0.52	0.137	153.34	0.0040	0.089	0.10
44	32-KT	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.3491	0.53	0.133	156.57	0.0028	0.064	0.29
45	21-KT	0.4	0.2	0.015	0.08	0.005	0.8	0.10	1.0156	0.0812	0.55	0.126	162.21	0.0021	0.053	0.03
46	KT-29	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.3491 35322	0.00	0.013			0.200	0.15
47	29-40	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.3491 35322	0.65	0.068	244.36	0.0005 70812	0.225	0.12
48	40-41	0.6	0.4	0.015	0.24	0.005	1.4	0.17	1.4547	0.3491 35322	0.65	0.068	244.36	0.0005 70812	0.225	0.12

Keterangan Tabel

Kolom 3	: B, nilai B ditentukan sesuai dengan ukuran box culvert
Kolom 4	: h, ketinggian air
Kolom 5	: n, koefisien Manning (Tabel 2.10)
Kolom 6	: A, luas penampang saluran (Rumus 2.41)
Kolom 7	: S rencana, kemiringan saluran rencana.
Kolom 8	: P, keliling basah saluran (Rumus 2.42)
Kolom 9	: R, jari-jari hidrolis (Rumus 2.43)
Kolom 10	: V, kecepatan aliran, dihitung menggunakan rumus Manning
Kolom 11	: Q hidrolika (Rumus 2.39)
Kolom 12	: C gabungan (Tabel 4. 9)
Kolom 13	: tc pakai, waktu konsentrasi di titik tinjau
Kolom 14	: I, intensitas hujan rencana
Kolom 15	: A, Luas daerah pengaliran (km ²)
Kolom 16	: Q hidrologi (Rumus 2.36)

4.2.7 Perhitungan Kolam Tampung

Kolam tampungan direncanakan untuk menampung kelebihan debit yang terjadi akibat pembangunan dan untuk mengontrol debit air yang keluar dari kawasan apartemen tidak melebihi debit sebelum pembangunan. Kolam tampungan direncanakan dengan data data sebagai berikut :

Titik kontrol di titik akhir berjumlah enam titik sehingga untuk perhitungan hidrograf menggunakan hidrograf superposisi sebelum debit dan setelah pembuangan.

Dari tabel untuk perhitungan volume kumulatif dapat diketahui volume selisih setelah dan sebelum pembangunan.

$$\begin{aligned}
 \text{Volume sebelum pembangunan} &= C \times R \times A \\
 &= 0,2 \times 117,83 \times 42054 \\
 &= 991045 \text{ m}^3 \\
 &= \frac{991045 \times 2}{1000} = 1982,09 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Volume sesudah pembangunan} &= C \times R \times A \\
 &= 0,6 \times 117,83 \times 42054 \\
 &= 2973134 \text{ m}^3 \\
 &= \frac{2973134 \times 2}{1000} = 5946,27 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume tampungan kolam} &= 50\% \times I \times A \\
 &= 50\% \times 117,83 \times 42054 \\
 &= 2477,61 \\
 \text{Luas kolam} &= 991,476 \text{ m}^2 \text{ (sumber : PT. PP)} \\
 \text{Kedalaman yang diperlukan} &= \frac{2477,61}{991,476} = 2,49 \text{ m} \\
 \text{Kedalaman yang digunakan} &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dari data diatas dilakukan perhitungan kolam tampungan dengan metode *Hidrologic Storage Routing* untuk mengetahui elevasi muka air yang terjadi dan outflow dari kolam tampungan. Routing pada kolam tampung bertujuan untuk mengetahui muka air maksimum yang terjadi.

Tabel 4 28 Rekapitulasi Saluran Inlet pada Kolam Tampung

SALURAN	Q hidrologi	V	TC	
	(m3/s)	(m2/s)	(jam)	(menit)
28-KT	0.04640344	167.0524	0.176843	10.61059
9-KT	0.06902773	248.4998	0.112442	6.74651
5-KT	0.10100451	363.6162	0.126114	7.566824
4-KT	0.09432616	339.5742	0.125939	7.556347
32-KT	0.07152012	257.4724	0.112307	6.738437
21-KT	0.05649913	203.3969	0.114677	6.880643

(Sumber : Perhitungan)

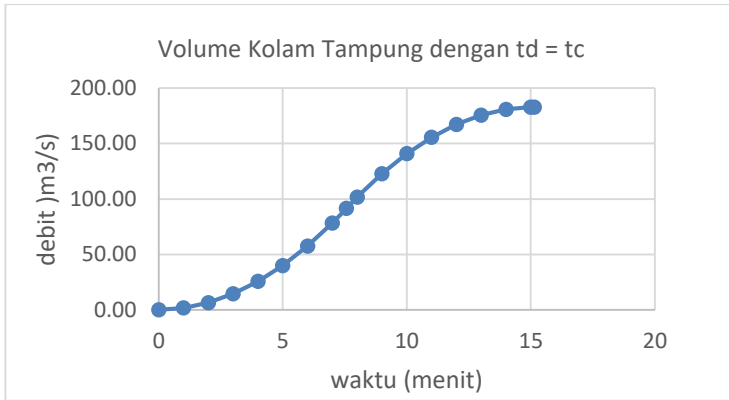
4.2.7.1 Routing dengan debit saat $t_d = t_c$

Dari debit superposisi dengan hidrograf $t_d = t_c$, dilakukan perhitungan h muka air, untuk mengetahui muka air maksimum yang dicapai.

Contoh perhitungan :

$$\begin{aligned}
 T &= 1 \\
 Q \text{ inflow} &= \frac{t_1}{t_{7,566}} \times Q_{7,566} \\
 &= \frac{1}{7,566} \times 0,40175 \\
 &= 0,05309 \text{ m}^3/\text{s} \\
 \text{Volume inflow} &= 0,5 \times (Q_{t=0} + Q_{t=1}) \times (t_1 - t_0) \times 60 \\
 &= 0,5 \times (0 + 0,05309) \times (1 - 0) \times 60 \\
 &= 1,59 \text{ m}^3 \\
 \text{Volume Kumulatif} &= V_{t=0} + V_{t=1} = 0 + 1,59 = 1,59 \text{ m}^3 \\
 Q \text{ outflow} &= 0 \text{ (tanpa pengoperasian pompa)} \\
 Q \text{ outflow kumulatif} &= 0 \\
 V \text{ outflow} &= 0 \\
 V \text{ Outflow Kumulatif} &= 0 \\
 V \text{ Total} &= V_{\text{inflow}} - V_{\text{outflow}} \\
 &= 1,59 - 0 \\
 &= 1,59 \text{ m}^3 \\
 H \text{ muka air} &= \frac{\text{Volume Total}}{\text{Luas Kolam tampung}} \\
 &= \frac{1,59}{991,477} \\
 &= 0,001607 \text{ m}
 \end{aligned}$$

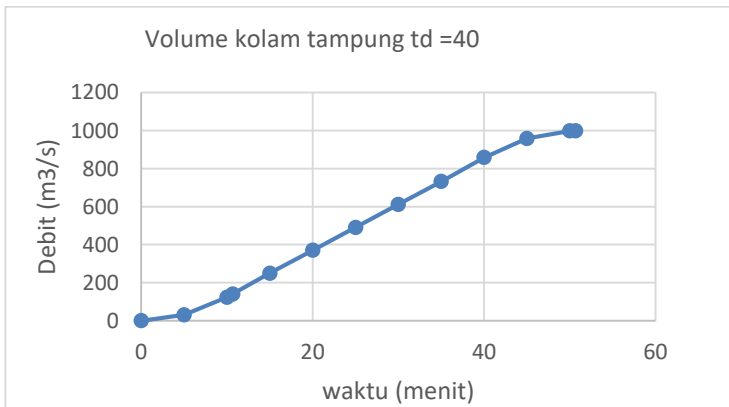
Hasil perhitungan H muka air dapat dilihat pada tabel dilampiran. Dari hasil perhitungan routing diketahui volume maksimum yang terjadi $182,39 \text{ m}^3$ dengan H muka air maksimum yang terjadi yaitu **0,18 m**. Tinggi muka air ini masih dibawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **2 m** dan masih terdapat tinggi jagaan sebesar **0,5 m**.



Gambar 4 18 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = t_c$

4.2.7.2 Routing dengan $t_d = 40$ menit

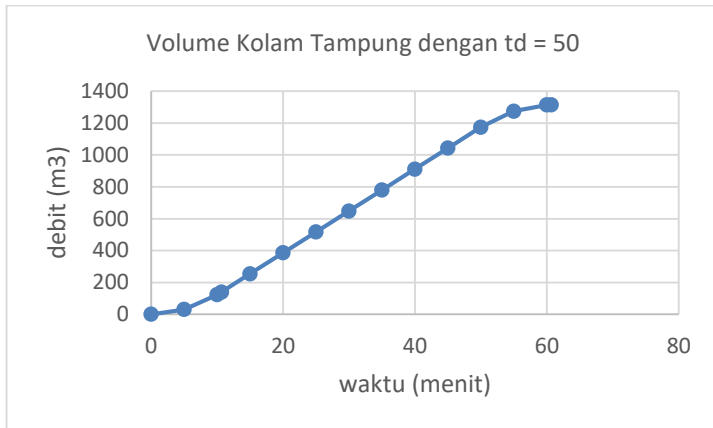
Dari debit superposisi dengan hidrograf $t_d = 40$ menit, diketahui volume maksimum yang mampu ditampung 1050,8 m³ dengan tinggi muka air maksimum yang terjadi yaitu **1,05 m**. tinggi muka air ini masih di bawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **2m** dan masih terdapat tinggi jagaan sebesar **0,5m**.



Gambar 4 19 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $t_d = 40$ menit

4.2.7.3 Routing dengan $td = 50$ menit

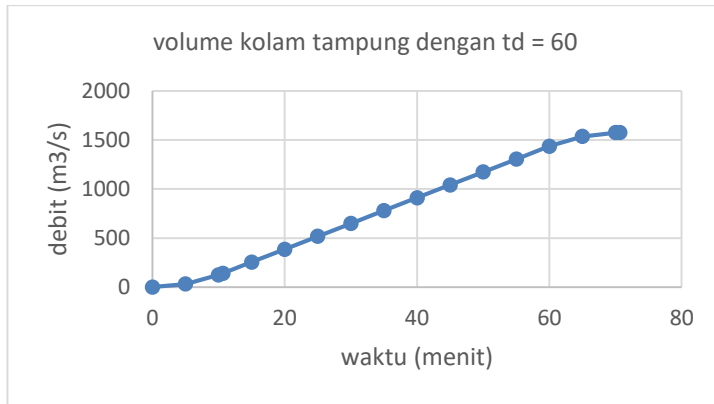
Dari debit superposisi dengan hidrograf $td = 50$ menit, diketahui volume maksimum yang mampu ditampung 1313,52 m³ dengan tinggi muka air maksimum yang terjadi yaitu **1,3 m**. tinggi muka air ini masih di bawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **2m** dan masih terdapat tinggi jagaan sebesar **0,5m**.



Gambar 4 20 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $td = 50$ menit

4.2.7.4 Routing dengan $td = 60$ menit

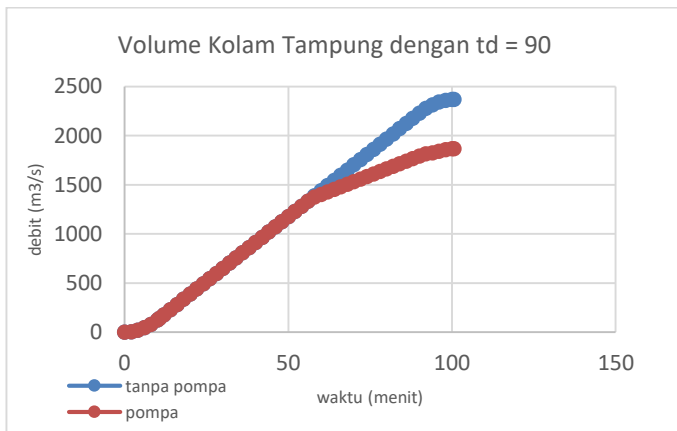
Dari debit superposisi dengan hidrograf $td = 60$ menit, diketahui volume maksimum yang mampu ditampung 1576,22 m³ dengan tinggi muka air maksimum yang terjadi yaitu **1,58 m**. tinggi muka air ini masih di bawah tinggi muka air rencana yaitu sebesar **2m** dan masih terdapat tinggi jagaan sebesar **0,5m**.



Gambar 4 21 Grafik Volume Kolam Tampung dengan td = 60 menit

4.2.7.5 Routing dengan td = 90 menit

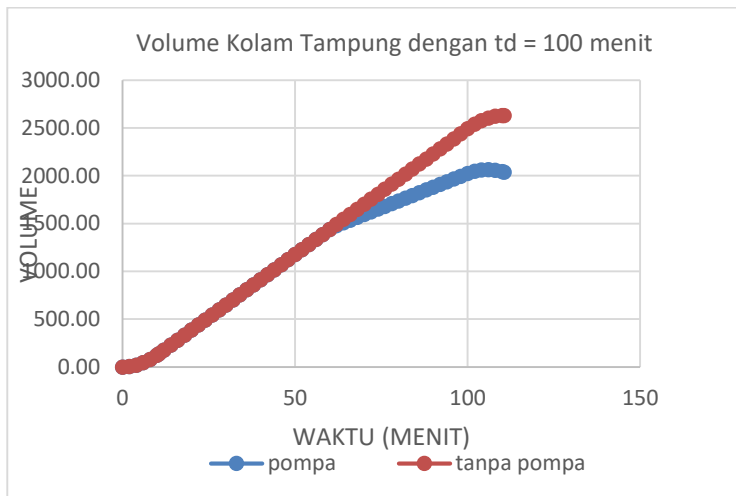
Dari debit superposisi dengan hidrograf td = 90 menit, diketahui volume maksimum yang mampu ditampung 2364,32 m³ dengan tinggi muka air maksimum yang terjadi yaitu 2,3 m. tinggi muka air ini telah melebihi tinggi muka air rencana yaitu sebesar 2m tetapi masih terdapat tinggi jagaan sebesar 0,2m.



Gambar 4 22 Grafik Volume Kolam Tampung dengan td = 90 menit

4.2.7.6 Routing dengan $td = 100$ menit

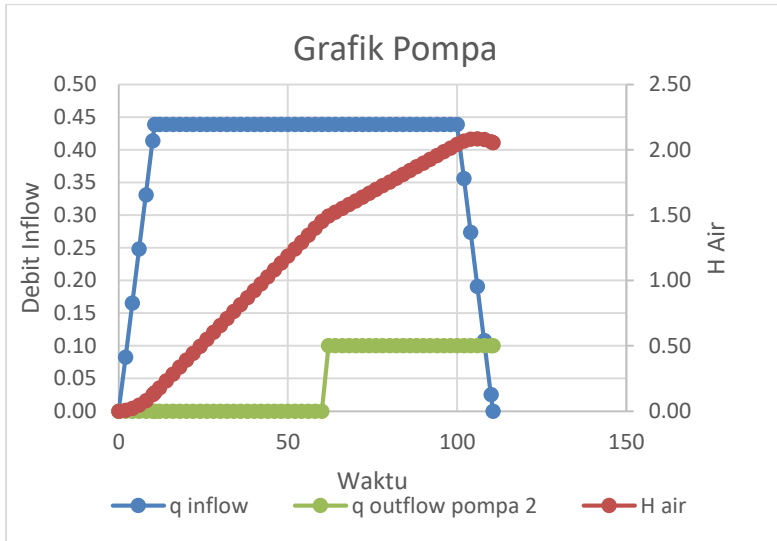
Dari debit superposisi dengan hidrograf $td = 100$ menit, diketahui volume maksimum yang mampu ditampung 2627 m³ dengan tinggi muka air maksimum yang terjadi yaitu **2,64 m** tinggi muka air ini diatas tinggi muka air rencana yaitu sebesar **2m** sehingga terjadi kelebihan muka air sebesar **0,14m**. Setelah dipasang dua buah pompa berkapasitas 0,1 m³/s volume maksimal yang mampu ditampung adalah 2059,35m³.



Gambar 4 23 Grafik Volume Kolam Tampung dengan $td = 100$ menit

4.2.8 Perencanaan Pompa Air

Dalam perencanaan sistem drainase Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon, pompa digunakan untuk menjaga ketinggian muka air pada elevasi +2,5m dari dasar kolam tampung. Pompa yang digunakan yaitu Pompa Submersible Waste Water dengan kapasitas pompa 100 l/dt berjumlah dua pompa.



Gambar 4 24 Grafik Hubungan Antara Waktu dan debit pada Pompa

Dengan adanya pengoperasian pompa, maka diperoleh tinggi air muka maksimum pada kolam tampung 2.05 m. Dengan tinggi muka air tersebut, masih tersedia tinggi jagaan 0,45 m.

Tabel 4 29 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan $t_d = 100$ menit dengan menggunakan 2 buah pompa kapasitas $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$

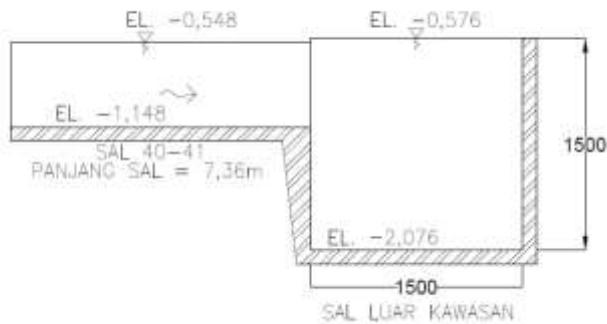
t	Inflow			Pompa					Kolam		Ket
	Q	V	Vkum	Q	V	Q	V	Vkum	V	H air	
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³	m ³	m/s	
0	0.00	0.00	0.00	0	0	0	0	0	0.00	0.00	Ok
2	0.08	4.96	4.96	0	0	0	0	0	4.96	0.01	Ok
4	0.17	14.88	19.84	0	0	0	0	0	19.84	0.02	Ok
6	0.25	24.80	44.65	0	0	0	0	0	44.65	0.05	Ok
8	0.33	34.72	79.37	0	0	0	0	0	79.37	0.08	Ok
10	0.41	44.65	124.02	0	0	0	0	0	124.02	0.13	Ok
10.61	0.44	15.61	139.62	0	0	0	0	0	139.62	0.14	Ok
12	0.44	36.57	176.19	0	0	0	0	0	176.19	0.18	Ok
14	0.44	52.64	228.83	0	0	0	0	0	228.83	0.23	Ok
16	0.44	52.64	281.46	0	0	0	0	0	281.46	0.28	Ok
18	0.44	52.64	334.10	0	0	0	0	0	334.10	0.34	Ok
20	0.44	52.64	386.74	0	0	0	0	0	386.74	0.39	Ok
22	0.44	52.64	439.37	0	0	0	0	0	439.37	0.44	Ok
24	0.44	52.64	492.01	0	0	0	0	0	492.01	0.50	Ok
26	0.44	52.64	544.64	0	0	0	0	0	544.64	0.55	Ok
28	0.44	52.64	597.28	0	0	0	0	0	597.28	0.60	Ok
30	0.44	52.64	649.92	0	0	0	0	0	649.92	0.66	Ok
32	0.44	52.64	702.55	0	0	0	0	0	702.55	0.71	Ok
34	0.44	52.64	755.19	0	0	0	0	0	755.19	0.76	Ok
36	0.44	52.64	807.82	0	0	0	0	0	807.82	0.81	Ok
38	0.44	52.64	860.46	0	0	0	0	0	860.46	0.87	Ok
40	0.44	52.64	913.10	0	0	0	0	0	913.10	0.92	Ok
42	0.44	52.64	965.73	0	0	0	0	0	965.73	0.97	Ok
44	0.44	52.64	1018.37	0	0	0	0	0	1018.37	1.03	Ok
46	0.44	52.64	1071.00	0	0	0	0	0	1071.00	1.08	Ok
48	0.44	52.64	1123.64	0	0	0	0	0	1123.64	1.13	Ok
50	0.44	52.64	1176.28	0	0	0	0	0	1176.28	1.19	Ok
52	0.44	52.64	1228.91	0	0	0	0	0	1228.91	1.24	Ok
54	0.44	52.64	1281.55	0	0	0	0	0	1281.55	1.29	Ok
56	0.44	52.64	1334.19	0	0	0	0	0	1334.19	1.35	Ok
58	0.44	52.64	1386.82	0	0	0	0	0	1386.82	1.40	Ok
60	0.44	52.64	1439.46	0	0	0	0	0	1439.46	1.45	Ok
62	0.44	52.64	1492.09	0.1	6	0.1	6	12	1480.09	1.49	Ok

T	Inflow	Pompa	Kolam	Q	V	Q	V	Vkum	V	H air	Ket
(menit)	Q	V	Vkum								
	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³ /s	m ³	m ³	m/s	
68	0.44	52.64	1650.00	0.1	12	0.1	12	84	1566.00	1.58	Ok
70	0.44	52.64	1702.64	0.1	12	0.1	12	108	1594.64	1.61	Ok
72	0.44	52.64	1755.27	0.1	12	0.1	12	132	1623.27	1.64	Ok
74	0.44	52.64	1807.91	0.1	12	0.1	12	156	1651.91	1.67	Ok
76	0.44	52.64	1860.55	0.1	12	0.1	12	180	1680.55	1.69	Ok
78	0.44	52.64	1913.18	0.1	12	0.1	12	204	1709.18	1.72	Ok
80	0.44	52.64	1965.82	0.1	12	0.1	12	228	1737.82	1.75	Ok
82	0.44	52.64	2018.45	0.1	12	0.1	12	252	1766.45	1.78	Ok
84	0.44	52.64	2071.09	0.1	12	0.1	12	276	1795.09	1.81	Ok
86	0.44	52.64	2123.73	0.1	12	0.1	12	300	1823.73	1.84	Ok
88	0.44	52.64	2176.36	0.1	12	0.1	12	324	1852.36	1.87	Ok
90	0.44	52.64	2229.00	0.1	12	0.1	12	348	1881.00	1.90	Ok
92	0.44	52.64	2281.63	0.1	12	0.1	12	372	1909.63	1.93	Ok
94	0.44	52.64	2334.27	0.1	12	0.1	12	396	1938.27	1.95	Ok
96	0.44	52.64	2386.91	0.1	12	0.1	12	420	1966.91	1.98	Ok
98	0.44	52.64	2439.54	0.1	12	0.1	12	444	1995.54	2.01	Siaga
100	0.44	52.64	2492.18	0.1	12	0.1	12	468	2024.18	2.04	Siaga
102	0.36	47.68	2539.85	0.1	12	0.1	12	492	2047.85	2.07	Siaga
104	0.27	37.75	2577.61	0.1	12	0.1	12	516	2061.61	2.08	Siaga
106	0.19	27.83	2605.44	0.1	12	0.1	12	540	2065.44	2.08	Siaga
108	0.11	17.91	2623.35	0.1	12	0.1	12	564	2059.35	2.08	Siaga
110	0.03	7.99	2631.34	0.1	12	0.1	12	588	2043.34	2.06	Siaga
110.61	0.00	0.46	2631.80	0.10	3.66	0.10	3.66	595.33	2036.48	2.05	Siaga

(Sumber : Perhitungan)

4.3 Analisis Backwater

Perhitungan backwater di hilir saluran kawasan apartemen dapat diketahui dari perbedaan elevasi muka air antara hulu saluran eksisting dengan hilir saluran kawasan apartemen. Dari hasil perhitungan perencanaan dimensi saluran kawasan apartemen, didapat elevasi muka air hilirnya adalah $-0,748$ dan elevasi dasar salurannya $-1,148$. Dan dari data didapatkan dimensi saluran eksisting di luar kawasan adalah $1,5 \times 1,5$ m. Diasumsikan air maksimum yang terjadi adalah setinggi saluran sehingga terjadi backwater pada saluran kawasan apartemen. Asumsi tersebut dilakukan karena kondisi eksisting dimana setiap hujan air pada saluran eksisting meluap hingga terjadi genangan kecil. Tetapi backwater yang terjadi tidak berpengaruh besar terhadap sistem drainase kawasan Apartemen karena backwater yang terjadi sangat kecil.



Gambar 4 25 Analisis Backwater pada hilir saluran

4.4 Analisis Pintu Air

Untuk mengalirkan debit limpasan dari saluran kawasan apartemen menuju saluran eksisting dibutuhkan pintu air dengan dimensi yang sesuai dengan kebutuhan. Karena keterbatasan data dimana hanya diketahui dimensi saluran luar saja maka pintu air direncanakan untuk mengatur debit yang dialirkan ke saluran luar kawasan agar tidak terlalu membebani saluran kawasan. Diketahui saluran luar kawasan memiliki dimensi 1,5m x 1,5m sehingga diasumsikan $z = 0,1$ m.

4.4.1 Perhitungan tinggi bukaan pintu

Perhitungan tinggi bukaan pintu direncanakan menggunakan aliran tak tenggelam.

Q outlet menuju jalan :

b saluran = 0,6 m

h saluran = 0,6 m

Q outlet = 0,271 m³/s

b pintu = b saluran + (2 x 0,1)

= 0,6 + 0,2

= 0,8 m

z = 0,1

a = $\frac{Q}{\mu b \sqrt{2gz}} = \frac{0,271}{0,8 \times 0,8 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,1}} = 0,301 \approx 0,4$ m

a : tinggi bukaan pintu

Q : debit (m³/s)

μ : koefisien debit untuk bukaan dibawah permukaan dengan tinggi energy kecil

b : lebar pintu (meter)

g : percepatan gravitasi (m²/s)

z : beda kedalaman air (meter)

h pintu = a + 0,1

= 0,4 + 0,1

= 0,5 m

Jadi dari perhitungan diatas didapatkan tinggi bukaan pintu yaitu 0,4 meter, maka direncanakan tinggi pintu air adalah 0,5 meter.

4.4.2 Perhitungan dimensi pintu air

Pintu air yang digunakan direncanakan menggunakan pintu air dari pelat baja. Untuk mendapatkan tebal pintu air menggunakan rumus gaya hidrostatik akibat air dan menghitung M_{max} pada daun pintu

Diketahui :

$$\gamma_{air} = 1000 \text{ kg/m}^3$$

$$H_1 = H_{saluran} - H_{pintu} = 0,6 - 0,5 = 0,1$$

$$H_{pintu} = 0,5 \text{ meter}$$

$$B_{pintu} = 0,8 \text{ meter}$$

- a. Rumus perhitungan gaya hidrostatik akibat air

$$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$$

$$P_1 = \gamma_w \times h_{saluran} = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \gamma_w \times h_1 = 1 \times 0,1 = 0,1 \text{ t/m}^2$$

Sehingga gaya yang bekerja :

$$q = \frac{p_1 + p_2}{2} \times h_{hp} = \frac{0,6 + 0,1}{2} \times 0,5 = 0,175 \text{ t/m} = 1,75 \text{ kg/cm}$$

- b. Rumus perhitungan M_{max} pada daun pintu

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times q \times b^2 = \frac{1}{8} \times 1,75 \times 0,8^2 = 0,14 \text{ tm}$$

$$= 1400 \text{ kgcm}$$

- c. Rumus perhitungan tebal daun pintu

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

$$W \geq \frac{M}{\sigma} \rightarrow W \geq \frac{1400}{1600}$$

$$W \geq 0,875$$

Σ = tegangan ijin baja (1600 kg/cm²)

$$t = \sqrt{\frac{6 \times W}{b}} = \sqrt{\frac{6 \times 0,875}{80}} = 0,256 \text{ cm}$$

Tebal pintu yang digunakan adalah 0,5 cm.

Kontrol tebal plat terhadap kelendutan

- Lendutan ijin

$$\bar{f} = \frac{L}{360} = \frac{80}{360} = 0,22$$

- Lendutan yang terjadi

$$\bar{f} = \frac{5}{384} \times \frac{q \times L^4}{E \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{1,75 \times 80^4}{2,1 \times 10^6 \times \frac{1}{12} \times 50 \times 5} = 0,0655$$

$$0,22 > 0,0655 \text{ OK}$$

Sehingga dapat disimpulkan lebar pintu air yang akan digunakan adalah 0,8 m. tinggi bukaan pintu air adalah 0,4 meter, tinggi pintu air 0,5 meter dan tebal pintu air 0,005 meter.

4.4.3 Perhitungan stang pintu

H pintu = 0,5 meter

B pintu = 0,8 meter

T pintu = 0,005 meter

Pembebanan

$\gamma_{\text{baja}} = 7850 \text{ kg/m}^3$

Akibat berat sendiri

Berat pintu = $0,8 \times 0,5 \times 0,005 \times 7850 = 15,7 \text{ kg}$

Sambungan = $25\% \times 15,7 = \underline{3,925 \text{ kg}}$
 $= 19,625 \text{ kg}$

Akibat tekanan air

$H_a = q \times H_{\text{pintu}}$
 $= 1,75 \times 0,5$
 $= 0,875 \text{ ton} = 875 \text{ kg}$

Gaya gesek pelat dengan air

$$\begin{aligned} G &= f \times H_a \\ &= 0,40 \times 0,875 \\ &= 0,35 \text{ ton} = 350 \text{ kg} \end{aligned}$$

Pada saat pintu dinaikan

$$\begin{aligned} \text{Total beban} = \text{Str} &= w + G \\ &= 19,625 + 350 \\ &= 369,625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Str} &= A \times \sigma \\ 369,62 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 1600 \end{aligned}$$

$$D1 = \sqrt{\frac{369,62}{\pi \times 400}}$$

$$D1 = 0,583 \text{ cm} \approx 0,6 \text{ cm}$$

Pada saat pintu diturunkan

$$\begin{aligned} \text{Total beban} = \text{Str} &= w + G \\ &= 19,625 + (-350) \\ &= 330,375 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Str} &= A \times \sigma \\ 330,375 &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times 1600 \end{aligned}$$

$$D1 = \sqrt{\frac{330,375}{\pi \times 400}}$$

$$D1 = 0,512 \text{ cm} \approx 0,6 \text{ cm}$$

Maka diameter yang digunakan adalah **7 cm**

$$\begin{aligned} \text{Panjang stang (L)} &= H_{\text{saluran}} - H_{\text{pintu}} + 0,1 \\ &= 0,6 - 0,5 + 0,1 \\ &= 0,2 \text{ m} \end{aligned}$$

(Halaman Ini Sengaja di Kosongkan)

BAB V

KESIMPULAN

5.1 Kesimpulan

Kesimpulan dari Tugas Akhir Perencanaan Sistem Drainase Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon ini adalah :

1. Pada awalnya kawasan tersebut merupakan lahan kosong yang memiliki nilai koefisien pengaliran $C = 0,2$ dengan volume limpasan sebesar 1982,09m³. Dengan perubahan tata guna lahan yang terjadi karena adanya pembangunan apartemen sehingga nilai koefisien pengaliran berubah menjadi $C = 0,6$ dengan volume limpasan yang dihasilkan sebesar 5942,27m³.
2. Debit limpasan air hujan yang melimpas dari kawasan Apartemen Grand Dharma Husada Lagoon sebelum apartemen dibangun adalah 0,337 m³/s dan setelah kawasan ini di bangun menjadi 0,879 m³/s
3. Agar perubahan debit limpasan akibat pembangunan apartemen tidak membebani saluran pembuang eksisting maka pada tugas akhir ini direncanakan sistem drainase pada kawasan dengan dimensi saluran yang digunakan dalam kawasan adalah 0,4 x 0,4m, 0,5 x 0,5m, 0,6 x 0,6, dan 0,8 x 0,8m. Saluran tersebut tidak hanya mengalirkan air hujan saja tetapi juga mengalirkan limbah domestik yang dihasilkan oleh apartemen menuju kolam tampung. Kolam tampung berfungsi untuk menampung kelebihan limpasan akibat pembangunan apartemen serta untuk mengatur debit air yang keluar dari kawasan apartemen sehingga perencanaan sistem drainase dalam tugas akhir ini memenuhi konsep “Zero Delta Q”. Luas kolam tampung yang direncanakan sebesar 991,47 m² sedalam 2,5 meter. Air yang ditampung pada kolam dipompa dengan menggunakan dua buah pompa berkapasitas 0,1 m³/s menuju saluran dalam kawasan untuk dialirkan menuju

saluran pembuang eksisting. Setelah adanya perencanaan kolam tampung ini, debit yang dihasilkan oleh kawasan tersebut adalah sebesar 0,271 m³/s. Pada akhir saluran kawasan terjadi backwater dari saluran pembuang eksisting sehingga direncanakan pintu air. Pintu air ini juga berfungsi untuk mengatur debit yang keluar dari kawasan apartemen dan direncanakan dengan lebar pintu 0,8 m, tinggi pintu 0,5 m dan tinggi bukaan 0,4 m.

5.2 Saran

Keterbatasan data yang dimiliki oleh penulis menjadikan pengerjaan Tugas Akhir ini memberikan hasil yang tidak maksimal. Tugas Akhir ini masih bias dikembangkan lagi sebagai berikut :

- Melengkapi data elevasi kawasan pembangunan apartemen agar dalam perencanaan kemiringan apartemen sesuai dengan yang dibutuhkan di lapangan.
- Dibutuhkan detail potongan memanjang dan melintang saluran luar kawasan untuk dapat memperhitungkan kapasitas saluran tersebut setelah adanya pembangunan apartemen.

DAFTAR PUSTAKA

Anonim. 2010. **Kriteria Perencanaan Irigasi**. Jakarta: Penerbit Departemen Pekerjaan Umum.

Anonim. 1996. **Kritertia Perencanaan Ditjen Cipta Karya Dinas PU**. Jakarta

Bambang Triadmodjo. 2008. **Hidrologi Terapan**. Yogyakarta : Beta Offset.

Fifi Sofia. 2006. **Modul Ajar Sistem dan Bangunan Drainase**. Surabaya

Puspita Dewi Anggraini. 2016. **Jurnal Teknik ITS : Perencanaan Fasilitas Drainase Universitas Ciputra Kota Surabaya Propinsi Jawa Timur**. Surabaya

Rochma Septi Pratiwi dan Ipung Fitri Purwanti. 2015. **Jurnal Teknik ITS : Perencanaan Sistem Penyaluran Air Limbah Domestik di Keluarahan Keputih Surabaya**. Surabaya

Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 1**. Bandung: NOVA.

Soewarno. 1995. **Hidrologi : Aplikasi Metode Statistik untuk Analisis Data Jilid 2**. Bandung: NOVA.

Sri Harto. 1993. **Analisis Hidrologi**. Jakarta : Gramedia Pustaka Utama.

Suripin. 2004. **Sistem Drainase Perkotaan yang Berkelanjutan**. Yogyakarta: ANDI.

LAMPIRAN

Lampiran 1. Foto Saluran Eksisting dan Kawasan Apartemen



gambar 1 Saluran Eksisting yang menerima limpasan dari kawasan apartemen



Gambar 2 Saluran Eksisting yang menerima limpasan dari kawasan apartemen

Lampiran 2. Curah Hujan Rata-rata Harian Stasiun Keputih

Tabel 1 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1994

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	56	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	4	0
6	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	20	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
13	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	22	0	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0
15	23	0	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	25	15
18	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	80	85	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	35	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	35		80	0	0	0	0	0	0	0	12	0
31	70		15		0		0	0		0		0
bulanan	403	166	246	95	0	0	0	0	0	0	41	30
maksimum	80	85	80	50	0	0	0	0	0	0	25	15

Tabel 2 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1995

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
5	0	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	25
6	0	35	0	40	0	0	0	0	0	0	0	50
7	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	30	0	0	0	0	0	0	15	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18
14	30	16	20	0	0	0	0	0	0	0	10	0
15	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	50
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	90	0
17	0	0	0	10	15	0	0	0	0	0	9	0
18	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	35	0	0	0	50	0	0	0	0	55	0
21	45	15	0	0	0	0	0	0	0	0	30	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	18	0	45	0	0	0	0	0	0	10	0	35
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30	50
28	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	20		0	45	0	0	0	0	0	13	0	35
31	20		0		0		0	0		0		45
bulanan	178	179	80	155	15	50	0	0	15	23	269	423
maksimum	45	35	45	45	15	50	0	0	15	13	90	60

Tabel 3 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1996

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	0	38	20	10	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
5	0	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50
7	0	45	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	25	20	0	0	0	0	0	0	0	15	0
10	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	15	75	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	78	0	45	0	0	0	0	0	0	0	35
13	0	0	70	0	0	0	0	0	0	0	0	18
14	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	10	0
15	38	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	50
16	48	0	0	0	0	0	0	0	0	0	90	0
17	0	0	0	30	0	0	0	0	0	0	9	0
18	0	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	60
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	55	0
21	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30	0
22	15	29	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	18	0	35	0	0	0	0	0	15	10	0	35
24	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
25	0	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	20	0	0	0	0	0	0	30	0	0	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30	50
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15	0
29	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	13	0	35
31	25		0		0		0	0		0		45
bulanan	278	334	265	215	0	0	0	0	45	23	269	433
maksimum	50	78	70	75	0	0	0	0	30	13	90	60

Tabel 4 Curah Hujan Rata – rata harian Tahun 1997

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	0	0	0	0	34	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
3	0	25	30	0	0	0	0	0	0	0	0	20
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	85	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	23	14	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	18	0	0	0	0	0	0	0	0	15
12	0	10	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	115	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	10	53	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	35	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	37	36
24	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	45	4	0	0	0	0	0	0	0	0	40	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	10	0	0	0	0	0	0	0	25	0	50
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		9		0		0	0		0		0
bulanan	65	246	126	104	34	0	0	0	0	25	162	151
maksimum	45	115	30	53	34	0	0	0	0	25	85	50

Tabel 5 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1998

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	17	15	78	10	15	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	31	25	12	0	0	0	0	0	0	0
3	28	4	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0
4	0	0	0	0	21	27	0	0	0	0	0	0
5	0	0	17	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	23	0	0	10	14	10	0	0	0	0	0	0
7	15	21	0	0	0	35	0	0	0	15	0	0
8	0	9	5	7	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	37	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	13	0	0	0	0	0	0	0
11	0	4	4	0	17	0	0	0	0	0	0	0
12	0	52	9	0	0	5	0	0	0	0	0	0
13	0	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	11	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	15	0	0	8	0	0	0	0	0	0
17	0	0	31	0	40	0	35	0	0	0	0	0
18	0	16	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	10	0	0	0	57	0	0
20	0	9	19	62	0	25	10	0	0	9	0	0
21	11	67	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0
22	20	5	0	0	0	19	0	0	0	0	0	0
23	0	26	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0
26	0	53	0	0	0	0	0	0	15	0	0	0
27	8	62	0	45	0	0	0	10	4	0	0	0
28	0	57	20	18	0	20	0	0	0	0	0	0
29	9		0	20	28	0	0	0	0	0	0	0
30	15		15	29	0	35	0	0	0	0	0	0
31	43		10		0		0	0		0		0
bulanan	189	517	254	286	195	235	45	10	19	81	0	0
maksimum	43	80	78	62	40	35	35	10	15	57	0	0

Tabel 6 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 1999

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	87	13	75	0	0	0	0	0	0	0	25	0
2	30	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	12	12	0	0	16	0	10	0	0	0	0	0
4	37	0	0	32	5	0	15	0	0	0	73	0
5	7	0	0	40	7	0	7	0	0	0	0	0
6	0	0	1	79	4	0	0	0	0	0	0	22
7	0	0	6	7	5	0	0	0	0	0	0	0
8	11	12	26	10	0	0	0	0	0	0	0	11
9	0	0	40	14	0	0	0	0	0	0	113	0
10	0	6	22	0	0	0	0	23	0	0	0	0
11	9	0	0	0	0	0	0	0	0	9	39	42
12	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	6
13	40	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	12
14	3	0	64	0	0	0	0	0	0	0	4	0
15	5	0	25	55	4	0	0	0	0	0	20	9
16	16	0	0	61	4	0	0	0	0	0	0	0
17	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	45	0
18	28	15	35	8	0	0	0	0	0	0	0	0
19	8	0	40	0	0	0	0	0	0	0	30	0
20	4	1	40	0	0	0	0	0	0	0	7	90
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
22	0	12	9	5	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	7	0	4	0	0	0	0	0	0	0	10
24	64	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	40
25	32	0	31	0	0	0	0	0	0	0	15	20
26	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	9	0
27	3	51	5	25	0	0	0	0	0	0	0	62
28	34	3	14	0	0	0	0	0	0	0	22	0
29	1		15	5	0	0	0	0	0	0	0	25
30	0		0	4	0	0	0	0	0	0	7	60
31	28		0		0		0	0		0		25
bulanan	459	203	471	352	50	0	32	23	0	9	409	459
maksimum	87	51	75	79	16	0	15	23	0	9	113	90

Tabel 7 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2000

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	43	0	0	0	56	0	0	0	0	0	12	0
2	62	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
3	86	18	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	15	0	20	0	0	0	0	0	0
6	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	30	0
7	78	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	26	0	20	28	0	0	0	0	0	2	0
9	0	47	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0
10	26	25	0	0	0	0	0	0	0	0	13	0
11	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21
13	10	0	37	0	0	5	0	0	0	0	20	12
14	27	58	6	0	0	0	0	0	0	0	0	19
15	0	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0
16	26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	3	4	80
19	0	56	11	0	0	0	0	0	0	0	0	75
20	0	0	8	34	0	0	0	0	0	6	0	12
21	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0	10	10
22	0	0	88	25	46	0	0	0	0	0	0	9
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	2	0
25	0	54	0	0	80	0	0	0	0	0	0	0
26	48	38	0	30	0	0	0	0	0	14	0	0
27	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	20	32
28	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	13	0	0	0	0	0	0	0	0	20	0	0
30	0		30	0	0	0	0	0	0	29	0	0
31	30		0		0		0	0		6		0
bulanan	507	345	230	124	215	25	0	0	0	78	125	305
maksimum	86	58	88	34	80	20	0	0	0	29	30	80

Tabel 8 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2001

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	20	0	51	0	0	0	0	0	0	0	0	16
2	0	45	82	86	0	0	0	0	0	0	0	12
3	0	34	6	0	6	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	40	30	0	24	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	64	27	0
6	0	0	7	0	0	0	0	0	0	10	0	0
7	0	50	12	39	0	6	0	0	0	0	17	0
8	0	0	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0
9	10	5	0	0	0	0	0	0	0	20	0	0
10	0	0	8	0	0	0	0	0	0	2	42	0
11	0	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0
12	0	17	8	0	0	22	22	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	42	0	0	0	0	82
14	0	0	0	0	0	11	0	0	0	8	0	0
15	46	0	23	40	0	0	0	0	0	0	13	0
16	0	0	0	70	0	0	0	0	0	0	8	10
17	13	0	0	89	0	0	0	0	0	0	0	60
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	38	35
19	0	17	12	0	0	0	0	0	0	0	0	47
20	0	3	33	0	0	0	6	0	0	0	3	55
21	35	5	0	0	0	0	0	0	0	2	0	103
22	49	0	36	0	0	0	0	0	0	0	0	8
23	4	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	79	60	0	4	0	0	0	0	8	0
25	3	49	0	2	0	0	0	0	0	37	40	0
26	6	0	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0
27	0	5	6	0	0	0	0	0	0	0	29	0
28	0	56	26	0	0	0	0	0	0	0	5	0
29	25		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	0	3	2
31	12		0		0		0	0		0		31
bulanan	223	286	453	420	29	92	70	0	0	143	233	461
maksimum	49	56	82	89	23	25	42	0	0	64	42	103

Tabel 9 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2002

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	15	0	2	6	0	0	0	0	0	0	0	3
2	29	0	0	2	1	0	0	0	0	0	0	2.5
3	0	15	0	3	0	0	0	0	0	0	0	5
4	36	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	18
5	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	47.5
6	0	3	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	7	2	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	16	0	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0
10	0	12	42	0	5	0	0	0	0	0	0	2.5
11	13	0	1	0	32	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	7	21	0	0	1	0	0	0	0	0	0	83.2
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	6.3	0
15	44	10	0	65	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	8	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
17	23	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
18	13	0	0	1	0	0	2	0	0	0	0	0
19	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	4	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0
21	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	41	17	0	0	9	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4.5	1
25	2	3	2	27	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	6	9	0	0	0	0	0	0	0	0	22
27	8	4	5	0	0	0	0	0	0	0	5	0
28	11	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	8
29	36		7	0	32	0	0	0	0	0	3	0
30	123		10	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		2		0		0	0		0		2.4
bulanan	458	115	131	135	85	0	2	0	0	0	18.8	195.1
maksimum	123	21	42	65	32	0	2	0	0	0	6.3	83.2

Tabel 10 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2003

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	4.8	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	10	0	8	0	30	0	0	0	0	0	0	0
3	36.5	8.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	40	42	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	22	9	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0
6	7	0.9	0.9	15	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	3.5	5.5	0	25	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	15	0	14	12	0	0	0	0	0	0
9	22.3	4.7	7	7	0	0	0	0	0	0	0	0
10	16	16.2	5	0	0	0	0	0	0	5	0	0
11	15	1	35	9	3	0	0	0	0	0	0	0
12	53	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	0
13	27	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0
14	12	60	0	0	0	0	0	0	0	0	42	0
15	25	27.5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	11.4	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
18	0	1	0	0	0	3	0	0	0	9	54	0
19	2	12.3	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0
20	10	0	0	0	0	10	0	0	0	0	0	0
21	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	2	20	0	0	4	0	0	0	0	0	0
23	7.7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	44	1.1	0	0	0	0	0	0	0	0	50	0
26	0	2	20	0	0	0	0	0	0	0	52	0
27	0	2.1	0	0	0	0	0	0	0	0	60	0
28	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	102		0	32	0	0	0	0	0	0	0	0
31	54		0		0		0	0		0		0
bulanan	477.3	206.9	201.4	83	97	41	0	0	0	14	281	0
maksimum	102	60	42	32	30	12	0	0	0	9	60	0

Tabel 11 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2004

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	5	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	10
3	0	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	15
4	0	3	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	17	39	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	13
7	52	0	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	9	11	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	34	6	24	4	0	0	0	0	0	0	0	17
11	5	0	53	0	0	45	0	0	0	0	0	0
12	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	17
13	0	0	31	9	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	37	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	42	0	0	0	0	0	0	0	0	10
16	0	0	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0
17	0	4	0	0	36	0	0	0	0	0	0	0
18	0	2	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	11
23	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	41	0	0	0	0	0	0	0	0	0	58
26	0	37	0	21	9	0	0	0	0	0	15	0
27	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	43	0
28	2	10	20	0	0	0	0	0	0	0	14	0
29	15	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	40
30	0		15	0	7	0	0	0	0	0	0	0
31	0		0		0		0	0		0		0
bulanan	169	229	448	34	64	45	0	0	0	0	72	191
maksimum	52	41	53	21	36	45	0	0	0	0	43	58

Tabel 12 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2005

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
2	0	0	0	17	44	0	0	0	0	0	0	20
3	0	28	20	0	0	0	0	20	0	0	0	0
4	50	0	26	0	0	0	0	0	0	0	0	8
5	0	0	0	23	0	15	0	0	0	0	0	0
6	12	0	20	0	0	25	15	0	0	0	0	0
7	15	0	65	0	20	30	0	0	0	0	0	26
8	10	0	78	0	0	5	0	0	0	0	0	10
9	0	35	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	11	47	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	28	0	0	15	0	0	20	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	45	0	0	0	0	25
13	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	20
14	20	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	10	0	0	0	0	8	0	0	0	0	0	110
16	15	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
18	0	0	12	0	0	0	10	0	0	18	0	0
19	7	0	0	0	0	0	0	0	0	20	0	10
20	6	0	0	0	0	10	0	0	0	0	26	5
21	0	38	37	0	0	0	0	0	0	0	7	20
22	4	0	59	0	0	15	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	20	0	0	0	10	0	15
24	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		12	5	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		0		0		0	0		0		0
bulanan	256	185	372	80	64	128	90	20	0	48	33	314
maksimum	50	47	78	23	44	30	45	20	0	20	26	110

Tabel 13 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2006

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	15	20	47	0	0	5	0	0	0	0	0	0
2	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	10	0	38	0	0	0	0	0	0	0	0	7
4	140	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	25	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	50	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	30	0	40	0	0	0	0	0	0	0	0
10	10	0	0	15	30	0	0	0	0	0	0	0
11	0	15	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	20	6	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	80	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	15	0	12	0	0	0	0	0	0	0	20
18	0	20	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	40	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	15	0	8	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	57	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	47	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	15	27	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		60	0	20	0	0	0	0	0	0	50
30	0		0	58	0	0	0	0	0	0	0	80
31	0		0		5		0	0		0		0
bulanan	378	424	414	158	55	5	0	0	0	0	0	157
maksimum	140	57	60	58	30	5	0	0	0	0	0	80

Tabel 14 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2007

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0	8	0
2	0	0	10	0	0	0	0	0	0	0	5	0
3	0	38	0	0	0	0	0	0	0	0	11	0
4	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	15	10
5	0	16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	31	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0
7	0	0	40	0	0	0	0	0	0	0	2	0
8	0	0	55	0	0	0	0	0	0	0	4	0
9	0	0	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	127
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	50
19	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	34
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	25	39	0	0	0	0	0	0	0	0	64
22	0	0	0	0	17	0	0	0	0	0	0	5
23	55	0	0	20	0	0	0	0	0	0	1	0
24	75	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	10
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	25
26	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	63
27	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
29	0		0	0	0	15	0	0	0	0	84	0
30	0		20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	67		0		0		0	0		0		0
bulanan	242	317	209	27	17	15	0	0	0	0	133	388
maksimum	75	50	55	20	17	15	0	0	0	0	84	127

Tabel 15 Tabel Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2008

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	60	0	20	0	15	0	0	0	0	0	43	0
3	0	28	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	8	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	20	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	4	13
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14
9	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	10	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	30
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	24	45
12	0	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	49
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	53
16	86	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	27
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60
18	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	50	0	0	0	0	0	0	0	75	0
21	0	0	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	40	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	43	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	90	0	0	0	0	0	0	0	0	22	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35	0
27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
28	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	60
29	0	45	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	33	0	0
31	0		0		0		0	0		0		24
bulanan	289	247	235	0	15	0	0	0	0	33	203	430
maksimum	86	90	50	0	15	0	0	0	0	33	75	60

Tabel 16 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2009

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	9	0	16	10	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	6	26	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	10	26	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	22	5	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	120	15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	9	0	48	0	0	50	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	25	0	0	0	0	0	0	0
12	12	0	84	0	0	0	0	0	0	0	0	40
13	60	0	0	0	23	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	35
15	0	35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	50	0	0	15	0	0	0	0	0	0	25
17	21	0	73	0	0	0	0	0	0	0	0	50
18	0	0	0	0	21	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	18	8	0	0	0	0	0	0	0	0	40
21	10	15	0	10	0	0	0	0	0	0	12	25
22	0	30	0	15	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	15	0	0	23	0	0	0	0	0	0	50
24	0	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0	50	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
28	0	16	0	10	0	0	0	0	0	0	16	0
29	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
30	0		20	0	0	0	0	0	0	0	0	15
31	81		5	0	0		0	0		0		0
bulanan	338	373	320	50	107	50	0	0	0	0	28	295
maksimum	120	50	84	15	25	50	0	0	0	0	16	50

Tabel 17 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2010

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	25	0	26	25	15	0	0	0	0	0	9	10
2	30	10	30	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	42	25	25	25	0	9	0	0	0	6	90
4	0	35	20	0	0	13	6	0	0	0	3	10
5	25	40	20	0	20	15	1	0	0	0	10	5
6	40	30	25	35	0	0	0	0	25	0	15	40
7	14	15	40	20	0	15	0	0	15	0	46	0
8	0	30	0	0	21	25	0	0	0	21	0	0
9	0	0	0	25	10	20	0	0	0	27	0	0
10	15	0	12	0	15	0	6	0	0	0	0	10
11	10	0	0	25	15	15	0	0	0	0	10	0
12	0	8	0	30	0	0	8	0	15	0	0	5
13	25	6	0	20	30	0	0	0	0	0	0	0
14	0	10	0	15	10	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	15	15	0	0	0	0	46	0	5
16	0	0	0	30	10	0	0	0	0	18	0	0
17	0	0	0	10	25	0	0	0	0	3	0	7
18	0	25	30	20	0	0	0	0	0	0	0	5
19	15	46	25	0	15	0	0	0	0	0	0	0
20	20	25	0	0	20	0	0	0	10	0	5	10
21	40	20	10	0	0	0	0	0	8	0	6	0
22	25	0	0	15	15	0	0	0	15	0	0	0
23	0	26	0	20	25	0	0	0	14	0	0	10
24	40	20	45	30	35	0	0	10	0	0	0	0
25	40	0	52	25	15	0	0	0	15	0	10	0
26	25	26	0	20	0	0	0	0	0	0	0	12
27	28	32	0	15	0	0	6	0	0	0	0	5
28	5	35	20	20	0	0	0	0	0	0	0	0
29	5		0	0	0	0	0	0	0	8	0	0
30	0		15	0	0	0	0	0	0	0	5	0
31	0		0		0		0	0		19		0
bulanan	427	481	395	440	336	103	36	10	117	142	125	224
maksimum	40	46	52	35	35	25	9	10	25	46	46	90

Tabel 18 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2011

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	5	20	20	20	21	0	0	0	0	0	0	0
2	10	25	10	40	7	0	0	0	0	0	0	30
3	0	19	0	39	31	0	0	0	0	0	19	50
4	0	0	3	15	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	7	26	0	0	0	0	0	3	47
6	20	0	0	17	8	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	8	9	0	0	0	0	0	0	30	10
8	10	20	14	0	0	0	0	0	0	0	0	5
9	0	0	0	8	7	0	0	0	0	0	78	0
10	25	0	0	10	0	0	0	0	0	23	0	0
11	0	0	0	30	6	0	0	0	0	0	0	0
12	0	30	20	14	0	0	0	0	0	0	0	25
13	0	7	5	0	10	0	0	0	0	0	3	0
14	10	47	7	30	7	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	0	13	0	9	0	0	0	0	0	0	0	54
17	0	0	20	8	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	9	0	0	0	0	0	0	0	0	27	43
19	0	0	0	54	0	0	0	0	0	0	0	1
20	5	0	8	0	8	0	0	0	0	0	0	0
21	0	5	0	16	0	0	0	0	0	0	0	9
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	10	30	9	0	0	0	0	0	0	33	0
24	4	8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	7
25	15	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0	20
26	21	15	25	28	0	0	0	0	0	0	0	21
27	0	0	24	10	0	0	0	0	0	0	0	25
28	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21	0
29	6		27	20	20	0	0	0	0	0	2	0
30	18		0	32	15	0	0	0	0	0	60	0
31	26		0		0		0	0		0		57
bulanan	175	228	246	425	166	0	0	0	0	23	276	404
maksimum	26	47	30	54	31	0	0	0	0	23	78	57

Tabel 19 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2012

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	72	11	15	0	0	0	0	0	0	0	0	47
2	49	10	0	8	0	0	0	0	0	0	0	31
3	0	24	0	0	9	0	0	0	0	0	0	24
4	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	33	0	0	19	0	0	0	0	0	0	0	40
6	24	0	25	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	9	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	67	0	30	0	0	0	0	0	0	10	0
9	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	32	13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	21
11	0	27	0	0	0	0	0	0	0	0	0	22
12	6	21	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0
13	0	9	19	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	7	11	0	24	0	0	0	0	0	0	0
15	52	10	7	22	17	0	0	0	0	0	0	28
16	61	55	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
17	20	0	14	0	0	0	0	0	0	0	0	11
18	16	3	20	0	0	0	0	0	0	0	13	10
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	0
20	55	3	21	0	0	0	0	0	0	0	47	10
21	0	4	0	19	0	0	0	0	0	0	0	18
22	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	15
23	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	16
24	4	0	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	9	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	19	5	0	0	0	0	0	0	0	0	26
27	0	0	35	4	0	0	0	0	0	0	0	64
28	0	23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	30
29	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	20
30	85		0	0	0	0	0	0	0	0	0	45
31	20		0		0		0	0		0		48
bulanan	551	368	196	102	50	0	0	0	0	4	75	526
maksimum	85	67	35	30	24	0	0	0	0	4	47	64

Tabel 20 Curah Hujan Rata – rata Harian Tahun 2013

tanggal	bulan											
	jan	feb	mar	apr	may	jun	jul	aug	sep	oct	nov	dec
1	38	0	0	30	10	0	0	0	0	0	0	0
2	30	8	0	10	0	0	0	0	0	0	0	0
3	12	15	8	0	0	15	65	0	0	0	0	0
4	65	25	12	12	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	10	30	0	25	0	0	0	0	0	0
7	22	0	0	0	0	17	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	20	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	10	22	20	5	0	0	0	0	0	0
10	0	0	18	0	12	0	0	0	0	0	0	0
11	0	7	22	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	35	0	18	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	20	12	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	20	25	6	47	5	0	0	0	0	0	0
15	42	19	40	20	0	39	0	0	0	0	5	0
16	0	0	25	25	0	0	0	0	0	0	10	0
17	0	45	21	0	0	0	0	0	0	0	5	0
18	26	0	20	0	0	52	0	0	0	0	0	0
19	47	0	35	8	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	7	19	0	0	0	0	0	15	0
21	22	0	0	5	8	0	0	0	0	0	0	0
22	30	0	0	0	10	0	7	0	0	0	10	0
23	14	0	0	80	12	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	70	0	0	0	0	0	0	0
25	11	25	0	0	0	0	0	0	0	0	7	0
26	0	10	0	0	0	8	0	0	0	0	30	0
27	62	50	0	0	42	15	0	0	0	0	0	0
28	66	38	53	5	25	41	0	0	0	0	15	0
29	58		25	0	0	0	0	0	0	0	20	0
30	0		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
31	0		0		0		0	0		0		0
bulanan	545	262	379	292	293	222	72	0	0	0	117	0
maksimum	66	50	53	80	70	52	65	0	0	0	30	0


Lampiran 3. Tabel Luas daerah di bawah kurva Normal

Lampiran 4. Brosur Box Culvert dan Pompa

Pipe & Precast Indonesia

BORAL

CONCRETE PIPES AND ASSOCIATED PRODUCTS




U-Ditch & Cover

TYPE (mm)	A	B	THICKNESS (mm)	W	L	WEIGHT (kg)
U 30 x 30 x 340	300	300	30	30	2400	240
U 30 x 30 x 320	300	300	30	30	2400	220
U 30 x 30 x 240	300	300	30	30	2400	200
U 40 x 40 x 320	400	400	30	40	1200	230
U 40 x 40 x 240	400	400	30	40	2400	220
U 40 x 50 x 320	400	500	30	50	1200	270
U 40 x 50 x 240	400	500	30	50	2400	260
U 40 x 60 x 340	400	600	30	60	1200	300
U 50 x 50 x 320	500	500	30	50	1200	340
U 50 x 50 x 240	500	500	30	50	2400	330
U 50 x 60 x 340	500	600	30	60	1200	380
U 60 x 70 x 320	600	700	30	70	1200	440
U 60 x 70 x 240	600	700	30	70	2400	430
U 60 x 80 x 340	600	800	30	80	1200	500
U 60 x 80 x 240	600	800	30	80	2400	490
U 80 x 80 x 320	800	800	30	80	1200	560
U 80 x 80 x 240	800	800	30	80	2400	550
U 100 x 100 x 320	1000	1000	30	100	1200	820
U 100 x 100 x 240	1000	1000	30	100	2400	800
U 120 x 120 x 320	1200	1200	30	120	1200	1080
U 120 x 120 x 240	1200	1200	30	120	2400	1060
U 140 x 140 x 320	1400	1400	30	140	1200	1480
U 140 x 140 x 240	1400	1400	30	140	2400	1460
U 160 x 160 x 320	1600	1600	30	160	1200	1920
U 160 x 160 x 240	1600	1600	30	160	2400	1900




U - Ditch

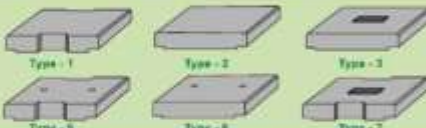
CLU - Light Duty Cover



CHU - Heavy Duty Cover



Standard Type



Non Standard Type



Light Duty Cover	Thickness (mm)	Length (mm)	W	Weight (kg)
CLU 30	60	600	400	25
CLU 40	80	600	500	35
CLU 50	100	600	600	55
CLU 60	120	600	700	85
CLU 80	160	600	900	145
CLU 100	200	600	1100	245
CLU 120	240	600	1300	345
CLU 140	280	600	1500	445

Heavy Duty Cover	Thickness (mm)	Length (mm)	W	Weight (kg)
CHU 30	80	600	400	40
CHU 40	100	600	500	60
CHU 50	120	600	600	100
CHU 60	140	600	700	140
CHU 80	180	600	900	240
CHU 100	220	600	1100	380
CHU 120	260	600	1300	520
CHU 140	300	600	1500	660



gambar 3 Brosur Box Culvert type U-ditch



HW Series volute mixed flow pump

Flow range:180-81700 m³/h

Head range:6-18 m

Operation temperature:≤80°C

Matched Power:11-37kw

Material:cast iron and stainless steel

Diameter range: DN150-DN1200mm

Speed: 154-2900rpm



Overview		Features		Product Use		Model		Performance		
Model	Flow		Head	Speed	Diameter		Power		NPSH	Weight
	M ³ /h	l/s	m	r/min	Inlet	Outlet	M	motor	m	
150HW-5	180	50	5	1450	150	150	82	2.99	2.7	60
150HW-6	180	50	6	1450	150	150	82	3.59	3	68
150HW-7	223	62	9.2	1800	150	150	82	7.07	4	68
150HW-8	180	50	8	1450	150	150	82	4.78	2.7	60
150HW-12	180	50	12.5	2900	150	150	82	7.47	6	55
200HW-5	360	100	5	1450	200	200	81.5	6.01	4	105
200HW-8	360	100	8	1450	200	200	83.5	9.39	4	105
200HW-10	360	100	7	1200	200	200	83.5	8.22	4	130
200HW-12	450	125	10	1450	200	200	83.5	14.68	5	130
200HW-15	500	139	12.2	1600	200	200	83.5	19.91	5.5	130
200HW-12	360	100	12.5	1450	200	200	83.5	14.68	4	105
250HW-5	540	150	5	1180	250	250	82	8.97	4	190
250HW-7	450	125	7	980	250	250	84	10.22	4	168
250HW-8	444	123	5.4	970	250	250	84	7.78	2.7	190
250HW-12	540	150	8	1180	250	250	84	14.01	4	190

Gambar 4 Brosur Pompa

250HW-11	450	152	4.8	980	250	250	84	7	4	169
	650	180	11.6	1450	250	250	84	24.37	6	169
	720	200	14.3	1600	250	250	84	33.38	6.5	169
250HW-12	540	150	12.5	1180	250	250	84	21.88	4	190
300HW-5	792	220	5	970	300	300	83	12.99	4	230
300HW-8	792	220	8	970	300	300	85	20.3	4	230
300HW-8A	581	161	3.9	730	300	300	84	7.48	3	230
	780	217	7	980	300	300	84	18.08	4	230
	1035	288	12.3	1300	300	300	84	42.17	5	230
300HW-12	792	220	12.5	970	300	300	85	31.72	4	230
350HW-8	745	207	4.4	730	350	350	85.5	10.44	4	330
	1000	278	8	980	350	350	85.5	25.5	5	330
400HW-7	1260	350	6.8	730	400	400	86	27.13	4	486
	1692	470	12.3	980	400	400	86	65.9	5	486
400HW-10	1400	389	9.94	730	400	400	86	44.3	4	496
	1880	522	18	980	400	400	86	107.1	5	496
500HW-6	1980	550	6.2	580	500	500	87	38.4	5.5	770
	2492	692	9.8	730	500	500	87	76.4	6	770
650HW-5	3312	920	5.1	485	650	650	85	54.1	5.5	1940
	4032	1120	7.55	590	650	650	85	97.5	6	1940
650HW-7	3400	944	6.5	450	650	650	88	68.4	5.3	1940
	3663	1017	7.6	485	650	650	88	86.1	5.5	1940
	4457	1238	11.18	590	650	650	88	154.2	6	1940
650HW-10	4000	1111	14	590	650	650	88	173.3	6	1940
	3322	923	9.7	490	650	650	88	99.7	5.5	1940
700HW-8	4500	1250	7.8	490	700	700	88	108.7	4.5	
800HW-10	5980	1661	12.2	490	800	800	88	225	5.5	3433
800HW-16	7200	2000	17.7	590	800	800	88	394.6	6.5	3433
1200HW-2.5	9600	2667	2.5	154	1200	1200	88	74.3	2	9850
1200HW-6.6	15584	4329	6.6	250	1200	1200	88	318	4	9850
1200HW-9.6	18700	5194	9.5	300	1200	1200	88	550	6	9850

Lanjutan Gambar 2 Brosur Pompa

Lampiran 5. Kebutuhan Air bersih setiap tower

Tabel 23 Kebutuhan air Tower 1 – Tower 5

no	nama lantai	fungsi ruangan	jumlah penghuni	kebutuhan air	total kebutuhan air	total air kotor
			(orang)	(Ltr/Org/Hr)	(Ltr)	(75% kebutuhan air)
1	basement 3	parkir	78	15	1170	877.5
2	basement 2	parkir	78	15	1170	877.5
3	basement 1	parkir	77	15	1155	866.25
4	lantai ground	fasilitas			0	0
		pengunjung	146	30	4380	3285
		pegawai	29	150	4350	3262.5
		parkir	125	15	1875	1406.25
5	lantai Uper Ground	fasilitas			0	0
		pengunjung	249	30	7470	5602.5
		pegawai	49	150	7350	5512.5
		parkir	54	15	810	607.5
6	lantai UG Mezzanine	fasilitas			0	0
		pengunjung	144	30	4320	3240
		pegawai	28	150	4200	3150
		parkir	57	15	855	641.25
7	lantai podium deck	Apartemen	33	250	8250	6187.5
8	lantai 3	Apartemen	55	250	13750	10312.5
9	lantai 5	Apartemen	55	250	13750	10312.5
10	lantai 6	Apartemen	55	250	13750	10312.5
11	lantai 7	Apartemen	55	250	13750	10312.5
12	lantai 8	Apartemen	55	250	13750	10312.5
13	lantai 9	Apartemen	55	250	13750	10312.5
14	lantai 10	Apartemen	55	250	13750	10312.5
15	lantai 11	Apartemen	55	250	13750	10312.5
16	lantai 12	Apartemen	55	250	13750	10312.5
17	lantai 15	Apartemen	55	250	13750	10312.5
18	lantai 16	Apartemen	55	250	13750	10312.5
19	lantai 17	Apartemen	55	250	13750	10312.5
20	lantai 18	Apartemen	55	250	13750	10312.5
21	lantai 20	Apartemen	55	250	13750	10312.5
22	lantai 21	Apartemen	55	250	13750	10312.5
23	lantai 23	Apartemen	55	250	13750	10312.5
24	lantai 25	Apartemen	55	250	13750	10312.5
25	lantai 26	Apartemen	55	250	13750	10312.5
26	lantai 27	Apartemen	55	250	13750	10312.5

no	nama lantai	fungsi ruangan	jumlah penghuni	kebutuhan air	total kebutuhan air	total air kotor
27	lantai 28	Apartemen	55	250	13750	10312.5
28	lantai 29	Apartemen	55	250	13750	10312.5
29	lantai 30	Apartemen	55	250	13750	10312.5
30	lantai 32	Apartemen	55	250	13750	10312.5
31	lantai 33	Apartemen	55	250	13750	10312.5
32	lantai 35	Apartemen	55	250	13750	10312.5
33	lantai 36	Apartemen	55	250	13750	10312.5
34	lantai 37	Apartemen	55	250	13750	10312.5
35	lantai 38	Apartemen	55	250	13750	10312.5
36	lantai 39	Apartemen	55	250	13750	10312.5
37	suite 1	Apartemen	55	250	13750	10312.5
38	suite 2	Apartemen	55	250	13750	10312.5
39	suite 3	Apartemen	55	250	13750	10312.5
40	suite 5	Apartemen	55	250	13750	10312.5
41	suite 6	Apartemen	55	250	13750	10312.5
42	suite 7	Apartemen	55	250	13750	10312.5
43	suite 8	Apartemen	55	250	13750	10312.5
44	suite 9	Apartemen	55	250	13750	10312.5
45	lantai atap					0
total					556105	417078.75

Tabel 24 Kebutuhan air Tower 6 – Tower 7

no	nama lantai	fungsi ruangan	elevasi lantai	jumlah penghuni	kebutuhan air	total kebutuhan air	total air kotor
			(m)	(orang)	(Ltr/Org/Hr)	(Ltr)	(75% kebutuhan air)
1	basement 3	parkir	-10.3	78	15	1170	877.5
2	basement 2	parkir	-7.3	78	15	1170	877.5
3	basement 1	parkir	-4.3	77	15	1155	866.25
4	lantai ground	fasilitas	+0.00			0	0
		pengunjung	+6.00	146	30	4380	3285
		pegawai		29	150	4350	3262.5
		parkir		125	15	1875	1406.25
5	lantai Uper Ground	fasilitas	+9.00			0	0
		pengunjung		249	30	7470	5602.5
		pegawai		49	150	7350	5512.5
		parkir		54	15	810	607.5
6	lantai UG Mezzanine	fasilitas	+9.00			0	0
		pengunjung		144	30	4320	3240
		pegawai		28	150	4200	3150
		parkir		57	15	855	641.25
7	lantai podium deck	Apartemen	+12.600	33	250	8250	6187.5
8	lantai 3	Apartemen	+16.500	55	250	13750	10312.5
9	lantai 5	Apartemen	+19.700	55	250	13750	10312.5
10	lantai 6	Apartemen	+22.900	55	250	13750	10312.5
11	lantai 7	Apartemen	+26.100	55	250	13750	10312.5
12	lantai 8	Apartemen	+29.300	55	250	13750	10312.5
13	lantai 9	Apartemen	+32.500	55	250	13750	10312.5
14	lantai 10	Apartemen	+35.700	55	250	13750	10312.5
15	lantai 11	Apartemen	+38.900	55	250	13750	10312.5
16	lantai 12	Apartemen	+42.100	55	250	13750	10312.5
17	lantai 15	Apartemen	+45.300	55	250	13750	10312.5
18	lantai 16	Apartemen	+48.500	55	250	13750	10312.5
19	lantai 17	Apartemen	+51.700	55	250	13750	10312.5
20	lantai 18	Apartemen	+54.900	55	250	13750	10312.5
21	lantai 20	Apartemen	+58.100	55	250	13750	10312.5
22	lantai 21	Apartemen	+61.300	55	250	13750	10312.5
23	lantai 23	Apartemen	+64.500	55	250	13750	10312.5
24	lantai 25	Apartemen	+67.700	55	250	13750	10312.5
25	lantai 26	Apartemen	+70.900	55	250	13750	10312.5
26	lantai 27	Apartemen	+74.100	55	250	13750	10312.5

no	nama lantai	fungsi ruangan	elevasi lantai	jumlah penghuni	kebutuhan air	total kebutuhan air	total air kotor
27	lantai 28	Apartemen	+77.300	55	250	13750	10312.5
28	lantai 29	Apartemen	+80.500	55	250	13750	10312.5
29	lantai 30	Apartemen	+86.900	55	250	13750	10312.5
30	lantai 32	Apartemen	+90.100	55	250	13750	10312.5
31	lantai 33	Apartemen	+93.300	55	250	13750	10312.5
37	suite 1	Apartemen	+112.500	55	250	13750	10312.5
38	suite 2	Apartemen	+115.700	55	250	13750	10312.5
39	suite 3	Apartemen	+118.900	55	250	13750	10312.5
40	suite 5	Apartemen	+122.100	55	250	13750	10312.5
41	suite 6	Apartemen	+125.300	55	250	13750	10312.5
42	suite 7	Apartemen	+128.500	55	250	13750	10312.5
43	suite 8	Apartemen	+131.700	55	250	13750	10312.5
44	suite 9	Apartemen	+134.900	55	250	13750	10312.5
45	lantai atap		+138.100				0
total						487355	365516.25

Tabel 25 Kebutuhan air Tower Mall

no	nama lantai	fungsi ruangan	elevasi lantai	jumlah penghuni	kebutuhan air	total kebutuhan air	total air kotor
			(m)	(orang)	(Ltr/Org/Hr)	(Ltr)	(75% kebutuhan air)
1	basement 2	parkir	-10.3	300	15	4500	3375
2	basement 1	parkir	-7.3	300	15	4500	3375
3	lantai ground	fasilitas	+0.00				0
		pengunjung	+6.00	400	30	12000	9000
		pegawai		50	150	7500	5625
		parkir		125	15	1875	1406.25
4	lantai Uper Ground	fasilitas	+9.00			0	0
		pengunjung		400	30	12000	9000
		pegawai		50	150	7500	5625
		parkir		70	15	1050	787.5
5	lantai 1	fasilitas	+0.00				0
		pengunjung	+6.00	400	30	12000	9000
		pegawai		50	150	7500	5625
		parkir		125	15	1875	1406.25
6	lantai 2	fasilitas	+9.00			0	0
		pengunjung		400	30	12000	9000
		pegawai		50	150	7500	5625
		parkir		70	15	1050	787.5
7	lantai 3	fasilitas	+9.00			0	0
		pengunjung		400	30	12000	9000
		pegawai		50	150	7500	5625
		parkir		70	15	1050	787.5
Total						113400	85050

Lampiran 6. Routing Perencanaan Pompa pada STP

Tabel 26 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampung STP phase 1 $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas 0,2 m³/s

t	Inflow			Pompa					Kolam	
	Q	V	Vkum	Q	V	Q	V	Vkum	V	H air
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.046	1.371	1.371	0	0	0	0	0	1.371	0.002
2	0.091	4.113	5.483	0	0	0	0	0	5.483	0.007
3	0.137	6.854	12.338	0	0	0	0	0	12.338	0.015
4	0.320	13.709	26.046	0	0	0	0	0	26.046	0.032
5	0.228	16.450	42.497	0.2	6	0.2	6	12	30.497	0.038
6	0.274	15.079	57.576	0.2	12	0.2	12	36	21.576	0.027
7	0.320	17.821	75.397	0.2	12	0.2	12	60	15.397	0.019
8	0.366	20.563	95.960	0.2	12	0.2	12	84	11.960	0.015
9	0.411	23.305	119.265	0.2	12	0.2	12	108	11.265	0.014
10	0.457	26.046	145.311	0.2	12	0.2	12	132	13.311	0.016
11	0.503	28.788	174.099	0.2	12	0.2	12	156	18.099	0.022
12	0.548	31.530	205.629	0.2	12	0.2	12	180	25.629	0.032
13	0.594	34.272	239.901	0.2	12	0.2	12	204	35.901	0.044
14	0.640	37.013	276.914	0.2	12	0.2	12	228	48.914	0.060
15	0.685	39.755	316.669	0.2	12	0.2	12	252	64.669	0.080
16	0.731	42.497	359.166	0.2	12	0.2	12	276	83.166	0.102
17	0.777	45.238	404.404	0.2	12	0.2	12	300	104.404	0.128
18	0.823	47.980	452.384	0.2	12	0.2	12	324	128.384	0.158
19	0.868	50.722	503.106	0.2	12	0.2	12	348	155.106	0.191
20	0.914	53.464	556.570	0.2	12	0.2	12	372	184.570	0.227
21	0.960	56.205	612.775	0.2	12	0.2	12	396	216.775	0.267
22	1.005	58.947	671.722	0.2	12	0.2	12	420	251.722	0.310
23	1.051	61.689	733.411	0.2	12	0.2	12	444	289.411	0.356
24	1.097	64.430	797.841	0.2	12	0.2	12	468	329.841	0.406
25	1.142	67.172	865.013	0.2	12	0.2	12	492	373.013	0.459
26	1.188	69.914	934.927	0.2	12	0.2	12	516	418.927	0.515
27	1.234	72.656	1007.583	0.2	12	0.2	12	540	467.583	0.575
28	1.279	75.397	1082.980	0.2	12	0.2	12	564	518.980	0.638
29	1.325	78.139	1161.119	0.2	12	0.2	12	588	573.119	0.705
30	1.371	80.881	1242.000	0.2	12	0.2	12	612	630.000	0.775
30.2	1.380	16.505	1258.505	0.2	2.4	0.2	2.4	616.8	641.705	0.789

t	Inflow	Pompa	Kolam	Q	V	Q	V	Vkum	V	H air
	Q	V	Vkum							
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
33	1.252	76.494	1479.598	0.2	12	0.2	12	684	795.598	0.979
34	1.206	73.752	1553.350	0.2	12	0.2	12	708	845.350	1.040
35	1.161	71.011	1624.361	0.2	12	0.2	12	732	892.361	1.098
36	1.115	68.269	1692.629	0.2	12	0.2	12	756	936.629	1.152
37	1.069	65.527	1758.157	0.2	12	0.2	12	780	978.157	1.203
38	1.024	62.785	1820.942	0.2	12	0.2	12	804	1016.942	1.251
39	0.978	60.044	1880.986	0.2	12	0.2	12	828	1052.986	1.295
40	0.932	57.302	1938.288	0.2	12	0.2	12	852	1086.288	1.336
41	0.886	54.560	1992.848	0.2	12	0.2	12	876	1116.848	1.374
42	0.841	51.819	2044.666	0.2	12	0.2	12	900	1144.666	1.408
43	0.795	49.077	2093.743	0.2	12	0.2	12	924	1169.743	1.439
44	0.749	46.335	2140.078	0.2	12	0.2	12	948	1192.078	1.466
45	0.704	43.593	2183.672	0.2	12	0.2	12	972	1211.672	1.490
46	0.658	40.852	2224.523	0.2	12	0.2	12	996	1228.523	1.511
47	0.612	38.110	2262.633	0.2	12	0.2	12	1020	1242.633	1.528
48	0.567	35.368	2298.002	0.2	12	0.2	12	1044	1254.002	1.542
49	0.521	32.626	2330.628	0.2	12	0.2	12	1068	1262.628	1.553
50	0.475	29.885	2360.513	0.2	12	0.2	12	1092	1268.513	1.560
51	0.430	27.143	2387.656	0.2	12	0.2	12	1116	1271.656	1.564
52	0.384	24.401	2412.057	0.2	12	0.2	12	1140	1272.057	1.565
53	0.338	21.660	2433.717	0.2	12	0.2	12	1164	1269.717	1.562
54	0.292	18.918	2452.635	0.2	12	0.2	12	1188	1264.635	1.556
55	0.247	16.176	2468.811	0.2	12	0.2	12	1212	1256.811	1.546
56	0.201	13.434	2482.245	0.2	12	0.2	12	1236	1246.245	1.533
57	0.155	10.693	2492.938	0.2	12	0.2	12	1260	1232.938	1.517
58	0.110	7.951	2500.889	0.2	12	0.2	12	1284	1216.889	1.497
59	0.064	5.209	2506.098	0.2	12	0.2	12	1308	1198.098	1.474
60	0.018	2.468	2508.566	0.2	12	0.2	12	1332	1176.566	1.447
60.4	0.000	0.219	2508.785	0.2	4.8	0.2	4.8	1341.6	1167.185	1.436

Tabel 27 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampung STP phase 2 $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas $0,288 \text{ m}^3/\text{s}$

t	Inflow			Pompa			Kolam	
	Q	V	Vkum	Q	V	Vkum	V	H air
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.035	1.037	1.037	0	0	0	1.037	0.002
2	0.069	3.111	4.148	0	0	0	4.148	0.007
3	0.104	5.185	9.334	0	0	0	9.334	0.017
4	0.138	7.260	16.593	0	0	0	16.593	0.029
5	0.173	9.334	25.927	0	0	0	25.927	0.046
6	0.207	11.408	37.335	0	0	0	37.335	0.066
7	0.242	13.482	50.818	0	0	0	50.818	0.090
8	0.277	15.556	66.374	0.288	8.64	8.64	57.734	0.103
9	0.311	17.631	84.004	0.288	17.28	25.92	58.084	0.103
10	0.346	19.705	103.709	0.288	17.28	43.2	60.509	0.107
11	0.380	21.779	125.488	0.288	17.28	60.48	65.008	0.115
12	0.415	23.853	149.341	0.288	17.28	77.76	71.581	0.127
13	0.449	25.927	175.269	0.288	17.28	95.04	80.229	0.143
14	0.484	28.001	203.270	0.288	17.28	112.32	90.950	0.162
15	0.519	30.076	233.346	0.288	17.28	129.6	103.746	0.184
16	0.553	32.150	265.496	0.288	17.28	146.88	118.616	0.211
17	0.588	34.224	299.720	0.288	17.28	164.16	135.560	0.241
18	0.622	36.298	336.018	0.288	17.28	181.44	154.578	0.275
19	0.657	38.372	374.390	0.288	17.28	198.72	175.670	0.312
20	0.691	40.447	414.837	0.288	17.28	216	198.837	0.353
21	0.726	42.521	457.358	0.288	17.28	233.28	224.078	0.398
22	0.761	44.595	501.953	0.288	17.28	250.56	251.393	0.447
23	0.795	46.669	548.622	0.288	17.28	267.84	280.782	0.499
24	0.830	48.743	597.365	0.288	17.28	285.12	312.245	0.555
25	0.864	50.818	648.183	0.288	17.28	302.4	345.783	0.614
26	0.899	52.892	701.074	0.288	17.28	319.68	381.394	0.677
27	0.933	54.966	756.040	0.288	17.28	336.96	419.080	0.744
28	0.968	57.040	813.080	0.288	17.28	354.24	458.840	0.815
28.36	0.980	21.042	834.122	0.288	6.2208	360.4608	473.662	0.841
29	0.958	37.222	871.345	0.288	11.0592	371.52	499.825	0.888
30	0.924	56.459	927.804	0.288	17.28	388.8	539.004	0.957
31	0.889	54.385	982.189	0.288	17.28	406.08	576.109	1.023
32	0.855	52.311	1034.500	0.288	17.28	423.36	611.140	1.086
33	0.820	50.237	1084.737	0.288	17.28	440.64	644.097	1.144
34	0.785	48.163	1132.900	0.288	17.28	457.92	674.980	1.199
35	0.751	46.088	1178.988	0.288	17.28	475.2	703.788	1.250
36	0.716	44.014	1223.002	0.288	17.28	492.48	730.522	1.298
37	0.682	41.940	1264.942	0.288	17.28	509.76	755.182	1.341
38	0.647	39.866	1304.808	0.288	17.28	527.04	777.768	1.381
39	0.613	37.792	1342.600	0.288	17.28	544.32	798.280	1.418
40	0.578	35.717	1378.317	0.288	17.28	561.6	816.717	1.451
41	0.543	33.643	1411.960	0.288	17.28	578.88	833.080	1.480
42	0.509	31.569	1443.529	0.288	17.28	596.16	847.369	1.505
43	0.474	29.495	1473.024	0.288	17.28	613.44	859.584	1.527

t	Inflow			Pompa			Kolam	
	Q	V	Vkum	Q	V	Vkum	V	H air
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
44	0.440	27.421	1500.445	0.288	17.28	630.72	869.725	1.545
45	0.405	25.347	1525.792	0.288	17.28	648	877.792	1.559
46	0.371	23.272	1549.064	0.288	17.28	665.28	883.784	1.570
47	0.336	21.198	1570.262	0.288	17.28	682.56	887.702	1.577
48	0.301	19.124	1589.386	0.288	17.28	699.84	889.546	1.580
49	0.267	17.050	1606.436	0.288	17.28	717.12	889.316	1.580
50	0.232	14.976	1621.412	0.288	17.28	734.4	887.012	1.576
51	0.198	12.901	1634.313	0.288	17.28	751.68	882.633	1.568
52	0.163	10.827	1645.140	0.288	17.28	768.96	876.180	1.556
53	0.129	8.753	1653.893	0.288	17.28	786.24	867.653	1.541
54	0.094	6.679	1660.572	0.288	17.28	803.52	857.052	1.522
55	0.059	4.605	1665.177	0.288	17.28	820.8	844.377	1.500
56	0.025	2.531	1667.707	0.288	17.28	838.08	829.627	1.474
56.72	0.000	0.538	1668.245	0.288	12.4416	850.5216	817.723	1.452

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 28 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampung STP phase 3 $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas 0,1 m³/s

t	Inflow			Pompa					Kolam	
	Q	V	Vkum	Q	V	Q	V	Vkum	V	H air
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.000	0.000
1	0.019	0.571	0.571	0	0	0	0	0	0.571	0.001
2	0.038	1.714	2.285	0	0	0	0	0	2.285	0.005
3	0.057	2.856	5.142	0	0	0	0	0	5.142	0.010
4	0.076	3.999	9.141	0	0	0	0	0	9.141	0.018
5	0.095	5.142	14.282	0	0	0	0	0	14.282	0.029
6	0.114	6.284	20.566	0.1	3	0.1	3	6	14.566	0.029
7	0.133	7.427	27.993	0.1	6	0.1	6	18	9.993	0.020
8	0.152	8.569	36.563	0.1	6	0.1	6	30	6.563	0.013
9	0.171	9.712	46.275	0.1	6	0.1	6	42	4.275	0.009
10	0.190	10.855	57.129	0.1	6	0.1	6	54	3.129	0.006
11	0.209	11.997	69.126	0.1	6	0.1	6	66	3.126	0.006
12	0.229	13.140	82.266	0.1	6	0.1	6	78	4.266	0.009
13	0.248	14.282	96.548	0.1	6	0.1	6	90	6.548	0.013
14	0.267	15.425	111.973	0.1	6	0.1	6	102	9.973	0.020
15	0.286	16.567	128.540	0.1	6	0.1	6	114	14.540	0.029
16	0.305	17.710	146.250	0.1	6	0.1	6	126	20.250	0.041
17	0.324	18.853	165.103	0.1	6	0.1	6	138	27.103	0.054
18	0.343	19.995	185.098	0.1	6	0.1	6	150	35.098	0.070
19	0.362	21.138	206.236	0.1	6	0.1	6	162	44.236	0.088
20	0.381	22.280	228.516	0.1	6	0.1	6	174	54.516	0.109
21	0.400	23.423	251.939	0.1	6	0.1	6	186	65.939	0.132
22	0.419	24.565	276.504	0.1	6	0.1	6	198	78.504	0.157
23	0.438	25.708	302.212	0.1	6	0.1	6	210	92.212	0.184
24	0.457	26.851	329.063	0.1	6	0.1	6	222	107.063	0.214
25	0.476	27.993	357.056	0.1	6	0.1	6	234	123.056	0.246
26	0.495	29.136	386.192	0.1	6	0.1	6	246	140.192	0.280
27	0.514	30.278	416.471	0.1	6	0.1	6	258	158.471	0.317
28	0.533	31.421	447.891	0.1	6	0.1	6	270	177.891	0.356
29	0.552	32.564	480.455	0.1	6	0.1	6	282	198.455	0.397
30	0.571	33.706	514.161	0.1	6	0.1	6	294	220.161	0.440
31	0.590	34.849	549.010	0.1	6	0.1	6	306	243.010	0.486
32	0.609	35.991	585.001	0.1	6	0.1	6	318	267.001	0.534
33	0.628	37.134	622.135	0.1	6	0.1	6	330	292.135	0.584
34	0.647	38.276	660.411	0.1	6	0.1	6	342	318.411	0.637
35	0.667	39.419	699.830	0.1	6	0.1	6	354	345.830	0.692

t	Inflow			Pompa			Kolam			
	Q	V	Vkum	Q	V	Vkum	V	H air		
(menit)	m3/s	m3	m3	m3/s	m3	m3	m3	m/s		
35.77	0.681	31.202	731.033	0.1	4.63	0.10	4.63	363.26	367.772	0.736
36	0.677	9.300	740.333	0.1	1.37	0.10	1.37	366.00	374.333	0.749
37	0.658	40.040	780.372	0.1	6	0.1	6	378	402.372	0.805
38	0.639	38.897	819.270	0.1	6	0.1	6	390	429.270	0.859
39	0.620	37.755	857.025	0.1	6	0.1	6	402	455.025	0.910
40	0.601	36.612	893.637	0.1	6	0.1	6	414	479.637	0.959
41	0.582	35.470	929.107	0.1	6	0.1	6	426	503.107	1.006
42	0.563	34.327	963.434	0.1	6	0.1	6	438	525.434	1.051
43	0.544	33.184	996.618	0.1	6	0.1	6	450	546.618	1.093
44	0.525	32.042	1028.660	0.1	6	0.1	6	462	566.660	1.133
45	0.505	30.899	1059.559	0.1	6	0.1	6	474	585.559	1.171
46	0.486	29.757	1089.316	0.1	6	0.1	6	486	603.316	1.207
47	0.467	28.614	1117.930	0.1	6	0.1	6	498	619.930	1.240
48	0.448	27.472	1145.402	0.1	6	0.1	6	510	635.402	1.271
49	0.429	26.329	1171.731	0.1	6	0.1	6	522	649.731	1.299
50	0.410	25.186	1196.917	0.1	6	0.1	6	534	662.917	1.326
51	0.391	24.044	1220.961	0.1	6	0.1	6	546	674.961	1.350
52	0.372	22.901	1243.862	0.1	6	0.1	6	558	685.862	1.372
53	0.353	21.759	1265.621	0.1	6	0.1	6	570	695.621	1.391
54	0.334	20.616	1286.237	0.1	6	0.1	6	582	704.237	1.408
55	0.315	19.474	1305.711	0.1	6	0.1	6	594	711.711	1.423
56	0.296	18.331	1324.042	0.1	6	0.1	6	606	718.042	1.436
57	0.277	17.188	1341.230	0.1	6	0.1	6	618	723.230	1.446
58	0.258	16.046	1357.276	0.1	6	0.1	6	630	727.276	1.455
59	0.239	14.903	1372.179	0.1	6	0.1	6	642	730.179	1.460
60	0.220	13.761	1385.940	0.1	6	0.1	6	654	731.940	1.464
61	0.201	12.618	1398.558	0.1	6	0.1	6	666	732.558	1.465
62	0.182	11.475	1410.033	0.1	6	0.1	6	678	732.033	1.464
63	0.163	10.333	1420.366	0.1	6	0.1	6	690	730.366	1.461
64	0.144	9.190	1429.556	0.1	6	0.1	6	702	727.556	1.455
65	0.125	8.048	1437.604	0.1	6	0.1	6	714	723.604	1.447
66	0.106	6.905	1444.509	0.1	6	0.1	6	726	718.509	1.437
67	0.087	5.763	1450.272	0.1	6	0.1	6	738	712.272	1.425
68	0.067	4.620	1454.892	0.1	6	0.1	6	750	704.892	1.410
69	0.048	3.477	1458.369	0.1	6	0.1	6	762	696.369	1.393
70	0.029	2.335	1460.704	0.1	6	0.1	6	774	686.704	1.373
71	0.010	1.192	1461.896	0.1	6	0.1	6	786	675.896	1.352
71.54	0.000	0.169	1462.065	0.1	3.26	0.10	3.26	792.52	669.543	1.339

Tabel 29 Perhitungan Hidrograf dan Volume Kolam Tampungan $t_d=t_c$ dengan menggunakan pompa kapasitas $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$

t	Inflow			Pompa			Kolam	
	Q	V	Vkum	Q	V	Vkum	V	H air
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0.010	0.300	0.300	0	0	0	0.3001	0.0006
2	0.020	0.900	1.200	0	0	0	1.2002	0.0024
3	0.030	1.500	2.701	0	0	0	2.7006	0.0054
4	0.040	2.100	4.801	0	0	0	4.8010	0.0096
5	0.050	2.701	7.502	0	0	0	7.5015	0.0150
6	0.060	3.301	10.802	0.1	3	3	7.8022	0.0156
7	0.070	3.901	14.703	0.1	6	9	5.7030	0.0114
8	0.080	4.501	19.204	0.1	6	15	4.2039	0.0084
9	0.090	5.101	24.305	0.1	6	21	3.3050	0.0066
10	0.100	5.701	30.006	0.1	6	27	3.0061	0.0060
11	0.110	6.301	36.307	0.1	6	33	3.3074	0.0066
12	0.120	6.901	43.209	0.1	6	39	4.2088	0.0084
13	0.130	7.502	50.710	0.1	6	45	5.7103	0.0114
14	0.140	8.102	58.812	0.1	6	51	7.8120	0.0156
15	0.150	8.702	67.514	0.1	6	57	10.5138	0.0210
16	0.160	9.302	76.816	0.1	6	63	13.8156	0.0276
17	0.170	9.902	86.718	0.1	6	69	17.7177	0.0354
18	0.180	10.502	97.220	0.1	6	75	22.2198	0.0444
19	0.190	11.102	108.322	0.1	6	81	27.3221	0.0546
20	0.200	11.702	120.024	0.1	6	87	33.0245	0.0660
21	0.210	12.303	132.327	0.1	6	93	39.3270	0.0787
22	0.220	12.903	145.230	0.1	6	99	46.2296	0.0925
23	0.230	13.503	158.732	0.1	6	105	53.7323	0.1075
24	0.240	14.103	172.835	0.1	6	111	61.8352	0.1237
25	0.250	14.703	187.538	0.1	6	117	70.5382	0.1411
26	0.260	15.303	202.841	0.1	6	123	79.8413	0.1597
26.36	0.264	5.698	208.539	0.1	2.17	125.1759373	83.3634	0.1667
27	0.257	9.961	218.501	0.1	3.82	129	89.5008	0.1790
28	0.247	15.138	233.639	0.1	6	135	98.6391	0.1973
29	0.237	14.538	248.177	0.1	6	141	107.1772	0.2144
30	0.227	13.938	262.115	0.1	6	147	115.1152	0.2302
31	0.217	13.338	275.453	0.1	6	153	122.4531	0.2449
32	0.207	12.738	288.191	0.1	6	159	129.1909	0.2584
33	0.197	12.138	300.329	0.1	6	165	135.3286	0.2707
34	0.187	11.538	311.866	0.1	6	171	140.8661	0.2817
35	0.177	10.937	322.804	0.1	6	177	145.8035	0.2916

t	Inflow	Pompa	Kolam	Q	V	Vkum	V	H air
	Q	V	Vkum					
(menit)	m3/s	m3	m3	m3/s	m3	m3	m3	m/s
38	0.147	9.137	352.015	0.1	6	195	157.0150	0.3140
39	0.137	8.537	360.552	0.1	6	201	159.5520	0.3191
40	0.127	7.937	368.489	0.1	6	207	161.4888	0.3230
41	0.117	7.337	375.825	0.1	6	213	162.8255	0.3257
42	0.107	6.737	382.562	0.1	6	219	163.5620	0.3271
43	0.097	6.136	388.698	0.1	6	225	163.6985	0.3274
44	0.087	5.536	394.235	0.1	6	231	163.2348	0.3265
45	0.077	4.936	399.171	0.1	6	237	162.1710	0.3243
46	0.067	4.336	403.507	0.1	6	243	160.5070	0.3210
47	0.057	3.736	407.243	0.1	6	249	158.2430	0.3165
48	0.047	3.136	410.379	0.1	6	255	155.3788	0.3108
49	0.037	2.536	412.915	0.1	6	261	151.9145	0.3038
50	0.027	1.936	414.850	0.1	6	267	147.8501	0.2957
51	0.017	1.335	416.186	0.1	6	273	143.1856	0.2864
52	0.007	0.735	416.921	0.1	6	279	137.9209	0.2758
52.72	0	0.158	417.079	0.1	4.35	283.35	133.7269	0.2675

Lampiran 7. Routing Perencanaan Pompa pada Kolam Tampung

Tabel 30 Routing dengan $t_d = t_c$

t	Inflow			Kolam	
	Q	V	V _{kum}	V	H air
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0000
1	0.05	1.60	1.60	1.60	0.0016
2	0.11	4.79	6.39	6.39	0.0064
3	0.16	7.98	14.37	14.37	0.0145
4	0.21	11.18	25.55	25.55	0.0258
5	0.27	14.37	39.92	39.92	0.0403
6	0.32	17.57	57.49	57.49	0.0580
7	0.37	20.76	78.25	78.25	0.0789
8	0.40	13.18	91.43	91.43	0.0922
8	0.38	10.17	101.60	101.60	0.1025
9	0.33	21.19	122.78	122.78	0.1238
10	0.27	17.99	140.78	140.78	0.1420
11	0.22	14.80	155.58	155.58	0.1569
12	0.17	11.60	167.18	167.18	0.1686
13	0.11	8.41	175.59	175.59	0.1771
14	0.06	5.22	180.81	180.81	0.1824
15	0.01	2.02	182.83	182.83	0.1844
15,13	0.00	0.03	182.86	182.86	0.1844

Tabel 31 Routing dengan TD = 40 menit

t (menit)	Inflow			Kolam	
	Q m ³ /s	V m ³	V _{kum} m ³	V m ³	H air m/s
0	0	0	0	0	0
2	0.08	4.94	4.94	4.94	0.00
4	0.16	14.81	19.75	19.75	0.02
6	0.25	24.69	44.43	44.43	0.04
8	0.33	34.56	78.99	78.99	0.08
10	0.41	44.43	123.43	123.43	0.12
10.66	0.44	16.86	140.29	140.29	0.14
12	0.44	35.23	175.52	175.52	0.18
14	0.44	52.64	228.16	228.16	0.23
16	0.44	52.64	280.80	280.80	0.28
18	0.44	52.64	333.43	333.43	0.34
20	0.44	52.64	386.07	386.07	0.39
22	0.44	52.64	438.70	438.70	0.44
24	0.44	52.64	491.34	491.34	0.50
26	0.44	52.64	543.98	543.98	0.55
28	0.44	52.64	596.61	596.61	0.60
30	0.44	52.64	649.25	649.25	0.65
32	0.44	52.64	701.88	701.88	0.71
34	0.44	52.64	754.52	754.52	0.76
36	0.44	52.64	807.16	807.16	0.81
38	0.44	52.64	859.79	859.79	0.87
40	0.44	52.64	912.43	912.43	0.92
42	0.36	47.70	960.13	960.13	0.97
44	0.27	37.82	997.95	997.95	1.01
46	0.19	27.95	1025.90	1025.90	1.03
48	0.11	18.08	1043.98	1043.98	1.05
50	0.03	8.20	1052.18	1052.18	1.06
50.66	0.00	0.54	1052.72	1052.72	1.06

Tabel 32 Routing dengan $t_d = 50$ menit

t	Inflow			Kolam	
	Q	V	V _{kum}	V	H _{air}
(menit)	m ³ /s	m ³	m ³	m ³	m/s
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.08	4.93	4.93	4.93	0.00
4	0.16	14.78	19.71	19.71	0.02
6	0.25	24.64	44.35	44.35	0.04
8	0.33	34.50	78.85	78.85	0.08
10	0.41	44.35	123.20	123.20	0.12
10.66	0.44	16.83	140.04	140.04	0.14
12	0.44	35.17	175.21	175.21	0.18
14	0.44	52.54	227.75	227.75	0.23
16	0.44	52.54	280.29	280.29	0.28
18	0.44	52.54	332.83	332.83	0.34
20	0.44	52.54	385.37	385.37	0.39
22	0.44	52.54	437.91	437.91	0.44
24	0.44	52.54	490.45	490.45	0.49
26	0.44	52.54	542.99	542.99	0.55
28	0.44	52.54	595.53	595.53	0.60
30	0.44	52.54	648.07	648.07	0.65
32	0.44	52.54	700.61	700.61	0.71
34	0.44	52.54	753.16	753.16	0.76
36	0.44	52.54	805.70	805.70	0.81
38	0.44	52.54	858.24	858.24	0.87
40	0.44	52.54	910.78	910.78	0.92
42	0.44	52.54	963.32	963.32	0.97
44	0.44	52.54	1015.86	1015.86	1.02
46	0.44	52.54	1068.40	1068.40	1.08
48	0.44	52.54	1120.94	1120.94	1.13
50	0.44	52.54	1173.48	1173.48	1.18
52	0.36	47.61	1221.09	1221.09	1.23
54	0.27	37.76	1258.85	1258.85	1.27
56	0.19	27.90	1286.75	1286.75	1.30
58	0.11	18.04	1304.79	1304.79	1.32
60	0.03	8.19	1312.98	1312.98	1.32
60.66	0.00	0.54	1313.52	1313.52	1.32

Tabel 33 Routing dengan td = 60 menit

t (menit)	Inflow			Kolam	
	Q m3/s	V m3	Vkum m3	V m3	H air m/s
0	0	0	0	0	0
2	0.08	4.93	4.93	4.9282	0.0050
4	0.16	14.78	19.71	19.7127	0.0199
6	0.25	24.64	44.35	44.3536	0.0447
8	0.33	34.50	78.85	78.8509	0.0795
10	0.41	44.35	123.20	123.2045	0.1243
10.66	0.44	16.83	140.04	140.0383	0.1412
12	0.44	35.17	175.21	175.2065	0.1767
14	0.44	52.54	227.75	227.7473	0.2297
16	0.44	52.54	280.29	280.2881	0.2827
18	0.44	52.54	332.83	332.8289	0.3357
20	0.44	52.54	385.37	385.3697	0.3887
22	0.44	52.54	437.91	437.9105	0.4417
24	0.44	52.54	490.45	490.4513	0.4947
26	0.44	52.54	542.99	542.9921	0.5477
28	0.44	52.54	595.53	595.5329	0.6007
30	0.44	52.54	648.07	648.0737	0.6536
32	0.44	52.54	700.61	700.6145	0.7066
34	0.44	52.54	753.16	753.1553	0.7596
36	0.44	52.54	805.70	805.6961	0.8126
38	0.44	52.54	858.24	858.2369	0.8656
40	0.44	52.54	910.78	910.7777	0.9186
42	0.44	52.54	963.32	963.3185	0.9716
44	0.44	52.54	1015.86	1015.8593	1.0246
46	0.44	52.54	1068.40	1068.4001	1.0776
48	0.44	52.54	1120.94	1120.9409	1.1306
50	0.44	52.54	1173.48	1173.4817	1.1836
52	0.44	52.54	1226.02	1226.0225	1.2366
54	0.44	52.54	1278.56	1278.5633	1.2896
56	0.44	52.54	1331.10	1331.1041	1.3425
58	0.44	52.54	1383.64	1383.6449	1.3955
60	0.44	52.54	1436.19	1436.1857	1.4485
62	0.36	47.61	1483.80	1483.7983	1.4966
64	0.27	37.76	1521.55	1521.5546	1.5346
66	0.19	27.90	1549.45	1549.4545	1.5628
68	0.11	18.04	1567.50	1567.4980	1.5810
70	0.03	8.19	1575.69	1575.6852	1.5892
70.66	0.00	0.54	1576.22	1576.2240	1.5898

Tabel 34 Routing dengan $t_d = 90$ menit

t (menit)	Inflow			Kolam	
	Q m ³ /s	V m ³	V _{kum} m ³	V m ³	H air m/s
0	0	0	0	0	0
2	0.082	4.928	4.928	4.928	0.005
4	0.164	14.784	19.713	19.713	0.020
6	0.246	24.641	44.353	44.353	0.045
8	0.329	34.497	78.850	78.850	0.080
10	0.411	44.353	123.204	123.204	0.124
10.66	0.438	16.834	140.038	140.038	0.141
12	0.438	35.168	175.206	175.206	0.177
14	0.438	52.541	227.746	227.746	0.230
16	0.438	52.541	280.287	280.287	0.283
18	0.438	52.541	332.827	332.827	0.336
20	0.438	52.541	385.368	385.368	0.389
22	0.438	52.541	437.908	437.908	0.442
24	0.438	52.541	490.449	490.449	0.495
26	0.438	52.541	542.989	542.989	0.548
28	0.438	52.541	595.530	595.530	0.601
30	0.438	52.541	648.070	648.070	0.654
32	0.438	52.541	700.611	700.611	0.707
34	0.438	52.541	753.151	753.151	0.760
36	0.438	52.541	805.692	805.692	0.813
38	0.438	52.541	858.232	858.232	0.866
40	0.438	52.541	910.773	910.773	0.919
42	0.438	52.541	963.313	963.313	0.972
44	0.438	52.541	1015.854	1015.854	1.025
46	0.438	52.541	1068.394	1068.394	1.078
48	0.438	52.541	1120.935	1120.935	1.131
50	0.438	52.541	1173.475	1173.475	1.184
52	0.438	52.541	1226.016	1226.016	1.237
54	0.438	52.541	1278.556	1278.556	1.290
56	0.438	52.541	1331.097	1331.097	1.343
58	0.438	52.541	1383.637	1383.637	1.396
60	0.438	52.541	1436.178	1436.178	1.449
62	0.438	52.541	1488.718	1488.718	1.502
64	0.438	52.541	1541.259	1541.259	1.555
66	0.438	52.541	1593.799	1593.799	1.608
68	0.438	52.541	1646.340	1646.340	1.660
70	0.438	52.541	1698.880	1698.880	1.713

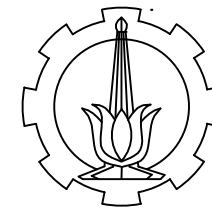
T	Inflow	Kolam	Vkum	V	H air
	Q	V			
(menit)	m3/s	m3	m3	m3	m/s
76	0.438	52.541	1856.502	1856.502	1.872
78	0.438	52.541	1909.042	1909.042	1.925
80	0.438	52.541	1961.583	1961.583	1.978
82	0.438	52.541	2014.123	2014.123	2.031
84	0.438	52.541	2066.664	2066.664	2.084
86	0.438	52.541	2119.204	2119.204	2.137
88	0.438	52.541	2171.745	2171.745	2.190
90	0.438	52.541	2224.285	2224.285	2.243
92	0.356	47.612	2271.898	2271.898	2.291
94	0.274	37.756	2309.654	2309.654	2.330
96	0.191	27.900	2337.554	2337.554	2.358
98	0.109	18.043	2355.597	2355.597	2.376
100	0.027	8.187	2363.784	2363.784	2.384
100.66	0.000	0.539	2364.323	2364.323	2.385

Tabel 35 Routing dengan $t_d = 100$ menit

t (menit)	Inflow			H air m/s
	Q m ³ /s	V m ³	V _{kum} m ³	
0	0	0	0	0
2	0.08	4.961	4.961	0.005
4	0.17	14.882	19.843	0.020
6	0.25	24.804	44.646	0.045
8	0.33	34.725	79.371	0.080
10	0.41	44.646	124.018	0.125
10.61	0.44	15.607	139.625	0.141
12	0.44	36.566	176.191	0.178
14	0.44	52.636	228.828	0.231
16	0.44	52.636	281.464	0.284
18	0.44	52.636	334.100	0.337
20	0.44	52.636	386.736	0.390
22	0.44	52.636	439.372	0.443
24	0.44	52.636	492.008	0.496
26	0.44	52.636	544.644	0.549
28	0.44	52.636	597.280	0.602
30	0.44	52.636	649.916	0.656
32	0.44	52.636	702.552	0.709
34	0.44	52.636	755.188	0.762
36	0.44	52.636	807.824	0.815
38	0.44	52.636	860.460	0.868
40	0.44	52.636	913.096	0.921
42	0.44	52.636	965.733	0.974
44	0.44	52.636	1018.369	1.027
46	0.44	52.636	1071.005	1.080
48	0.44	52.636	1123.641	1.133
50	0.44	52.636	1176.277	1.186
52	0.44	52.636	1228.913	1.239
54	0.44	52.636	1281.549	1.293
56	0.44	52.636	1334.185	1.346
58	0.44	52.636	1386.821	1.399
60	0.44	52.636	1439.457	1.452
62	0.44	52.636	1492.093	1.505
64	0.44	52.636	1544.729	1.558
66	0.44	52.636	1597.365	1.611
68	0.44	52.636	1650.001	1.664
70	0.44	52.636	1702.638	1.717
72	0.44	52.636	1755.274	1.770

t	Inflow	H air	Vkum	H air
	Q	V		
(menit)	m3/s	m3	m3	m/s
78	0.44	52.636	1913.182	1.930
80	0.44	52.636	1965.818	1.983
82	0.44	52.636	2018.454	2.036
84	0.44	52.636	2071.090	2.089
86	0.44	52.636	2123.726	2.142
88	0.44	52.636	2176.362	2.195
90	0.44	52.636	2228.998	2.248
92	0.44	52.636	2281.634	2.301
94	0.44	52.636	2334.270	2.354
96	0.44	52.636	2386.907	2.407
98	0.44	52.636	2439.543	2.461
100	0.44	52.636	2492.179	2.514
102	0.36	47.675	2539.854	2.562
104	0.27	37.754	2577.608	2.600
106	0.19	27.833	2605.440	2.628
108	0.11	17.911	2623.352	2.646
110	0.03	7.990	2631.341	2.654
110.61	0	0.462	2631.804	2.654

(Halaman Ini Sengaja dikosongkan)



TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc

Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

ASTRIAWATI
(311310003)

NAMA GAMBAR

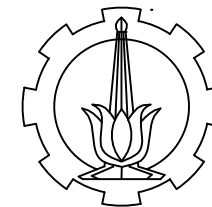
LAYOUT APARTEMEN

NOMOR
HALAMAN

179



SKEMA SALURAN KAWASAN
SKALA 1 : 100



TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc

Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

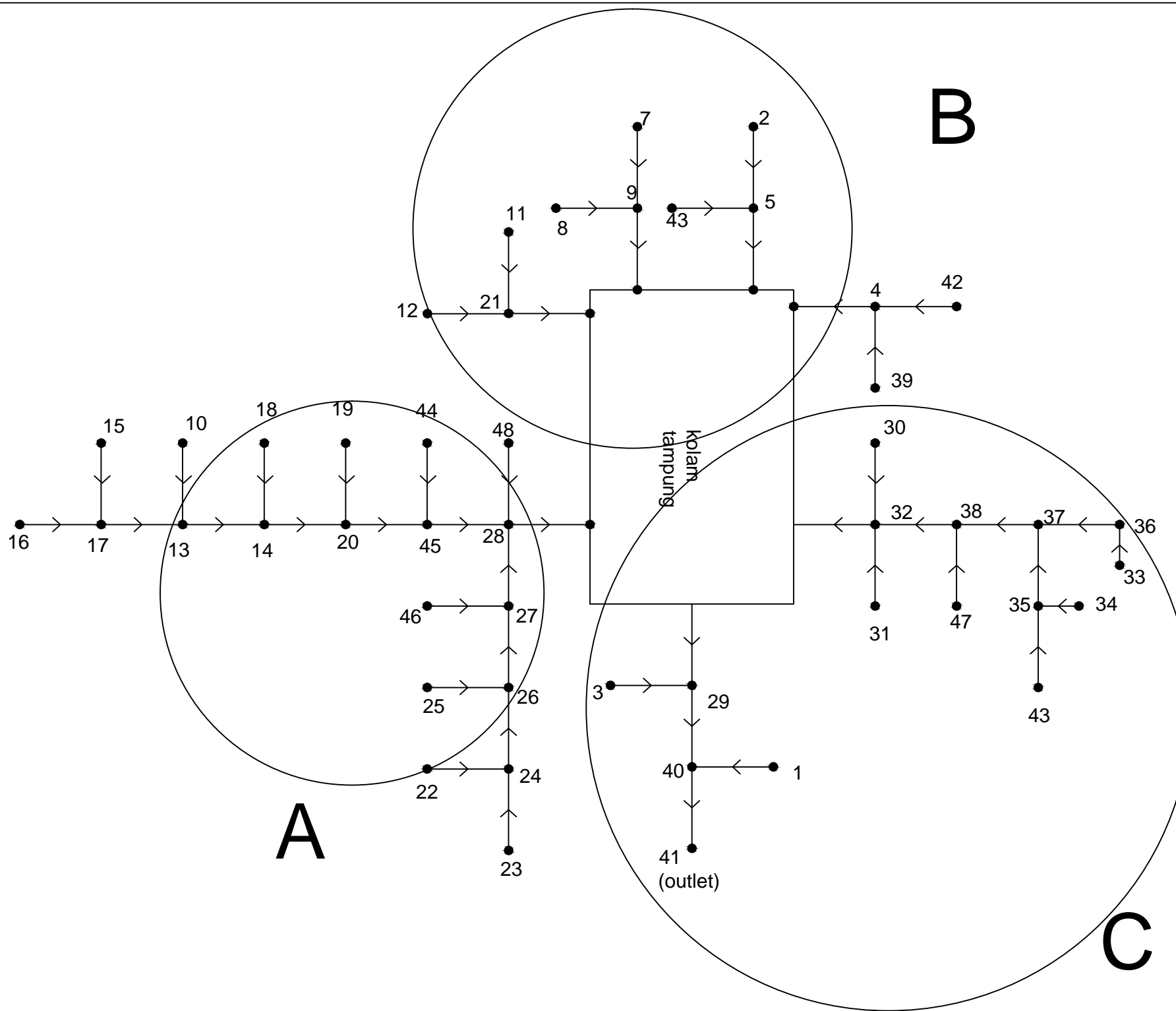
ASTRIAWATI
(311310003)

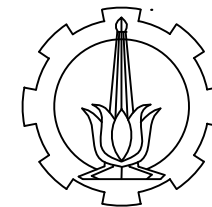
NAMA GAMBAR

SKEMA SALURAN KAWASAN

NOMOR
HALAMAN

180





TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasmino, S.T., M.Sc

Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

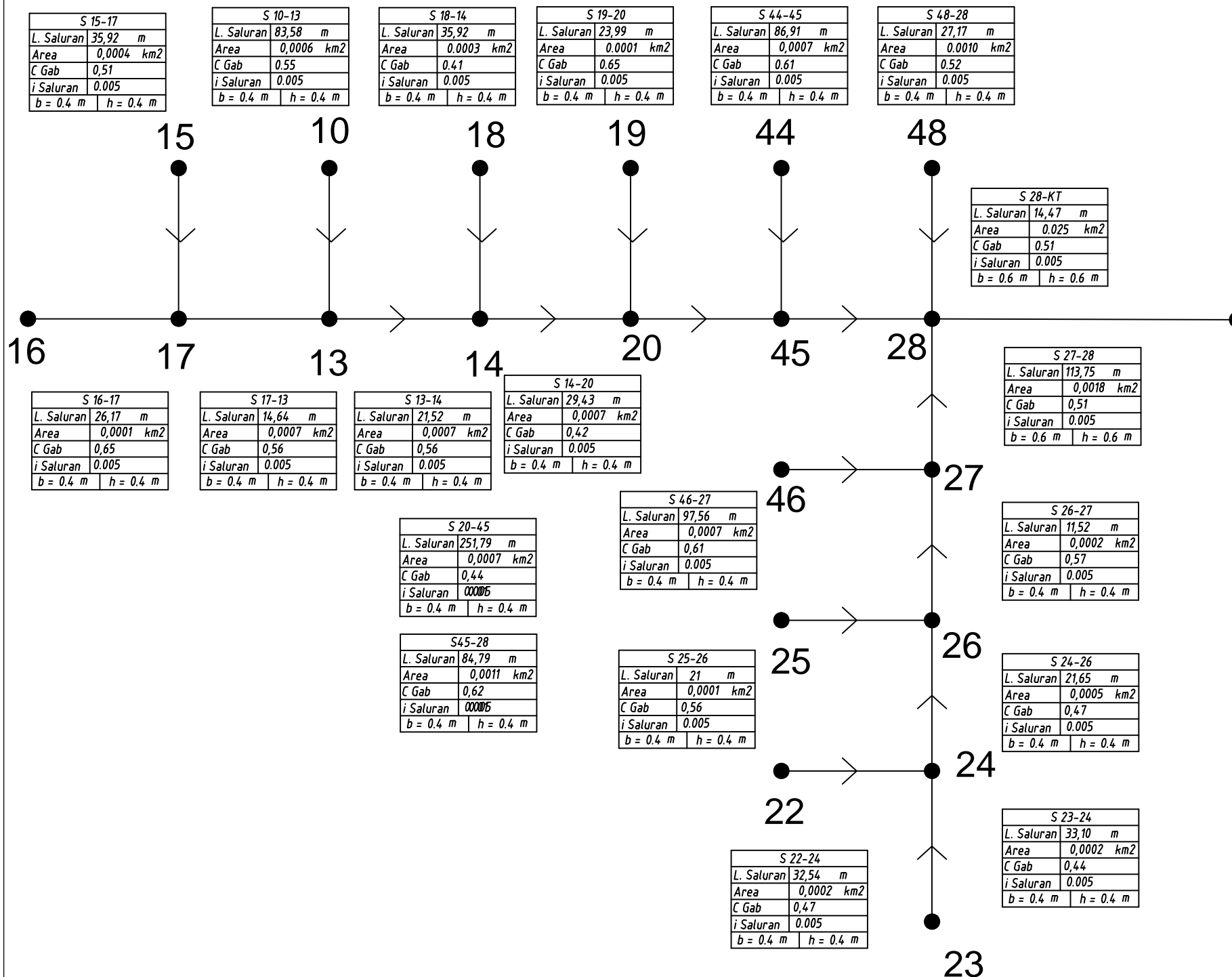
ASTRIAWATI
(311310003)

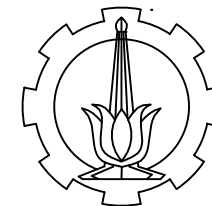
NAMA GAMBAR

DETAIL SKEMA
BAGIAN A

NOMOR
HALAMAN

181





TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc

Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

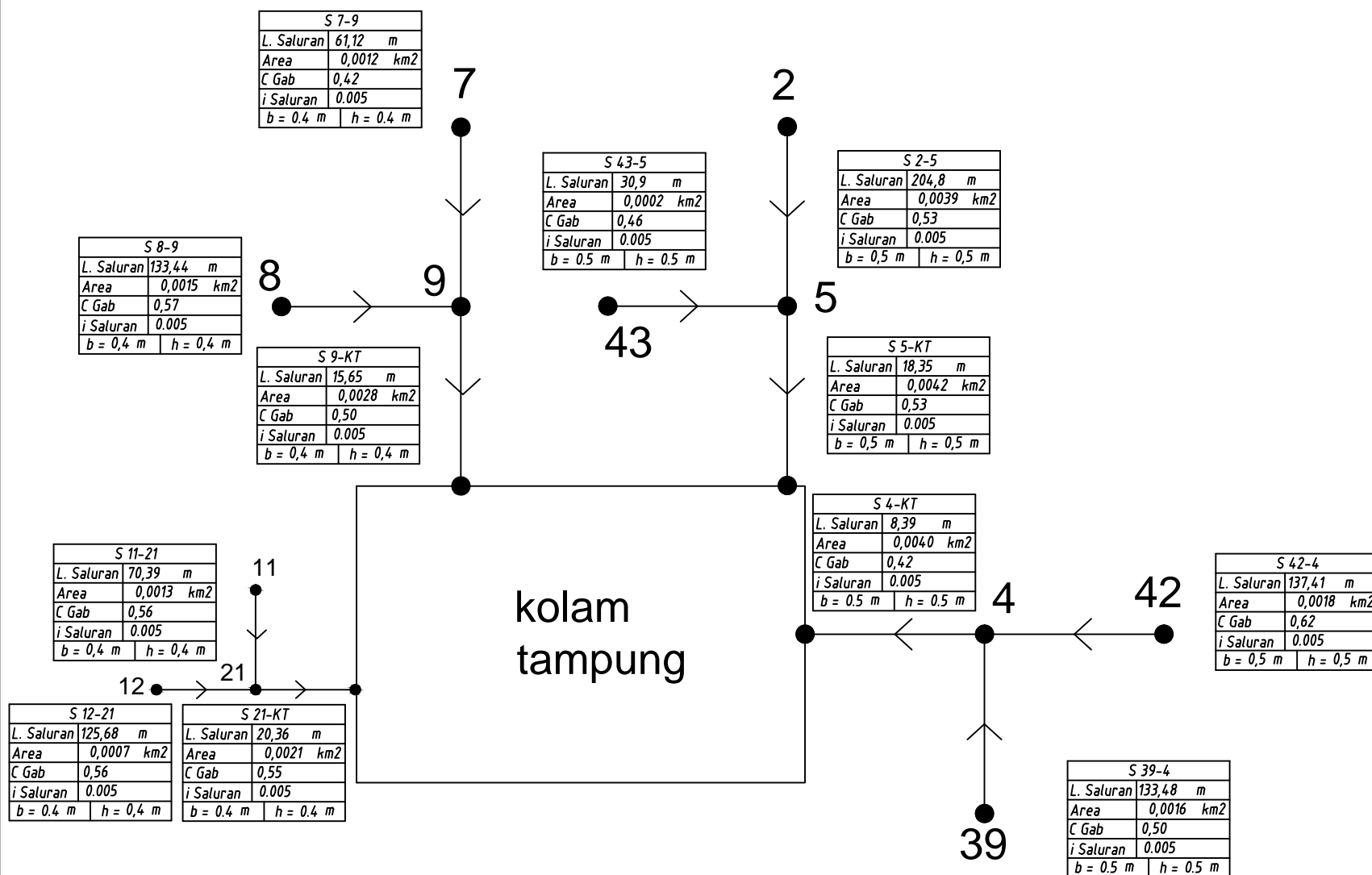
ASTRIAWATI
(311310003)

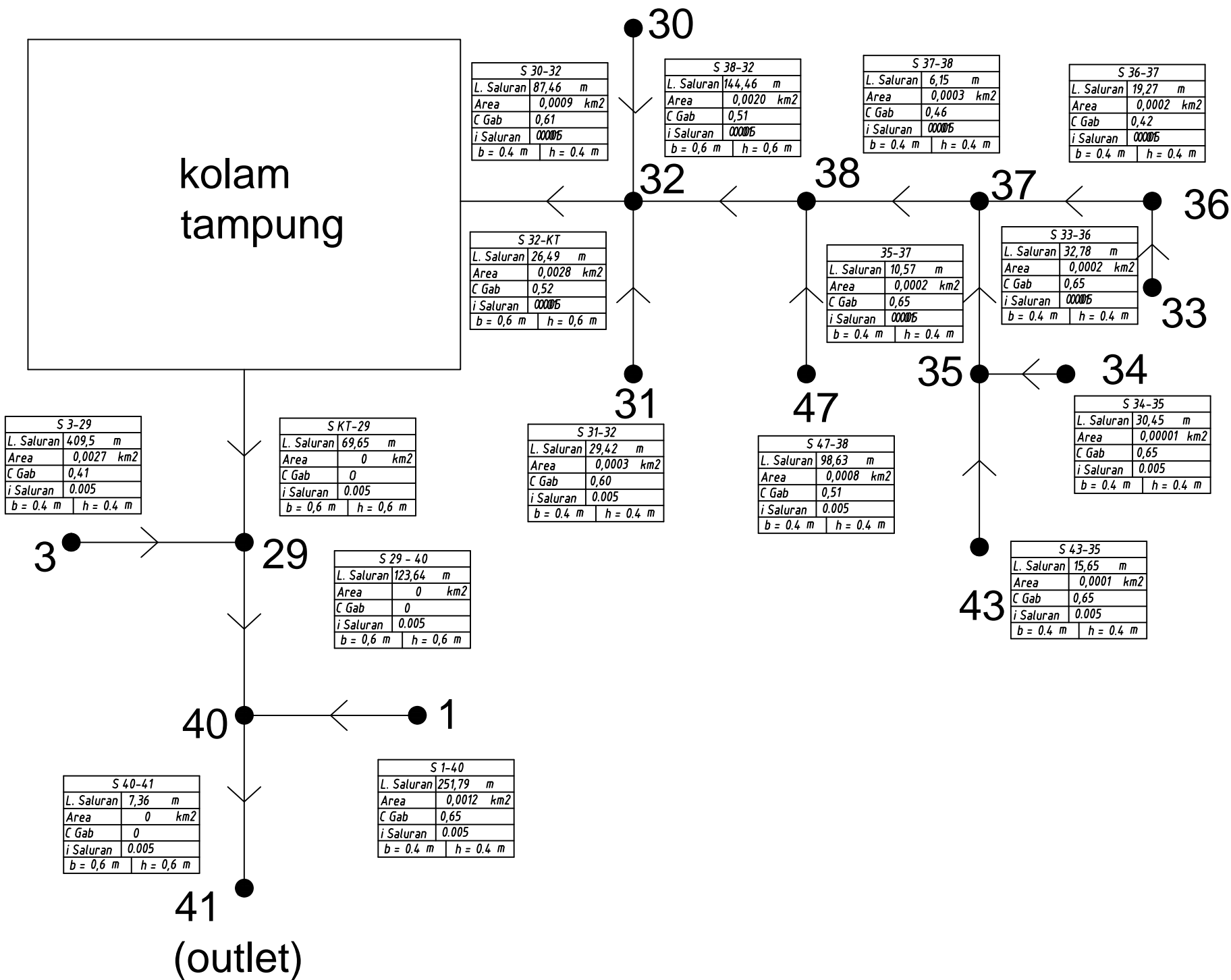
NAMA GAMBAR

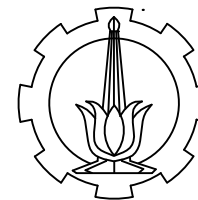
DETAIL SKEMA
BAGIAN B

NOMOR
HALAMAN

182







TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc
Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

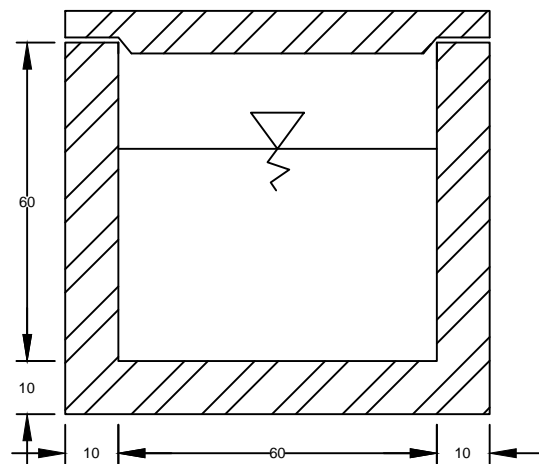
ASTRIAWATI
(311310003)

NAMA GAMBAR

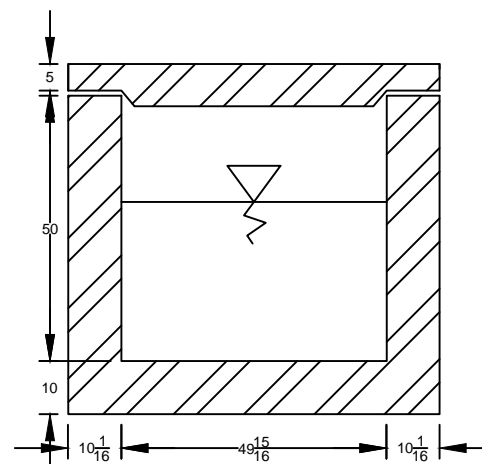
POTONGAN SALURAN

NOMOR
HALAMAN

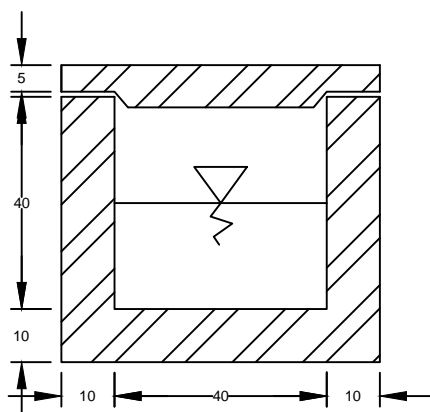
184



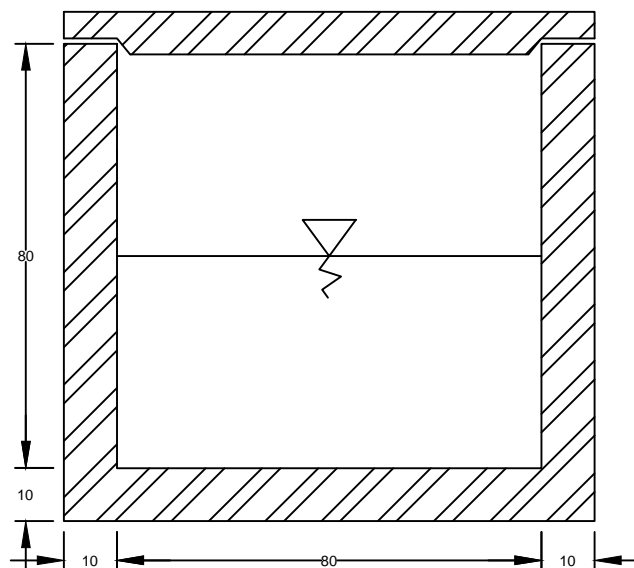
PENAMPANG SALURAN 60 X 60
SKALA 1 : 100



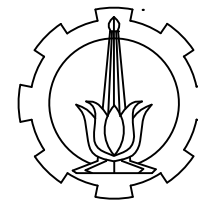
PENAMPANG SALURAN 50 X 50
SKALA 1 : 100



PENAMPANG SALURAN 40 x 40
SKALA 1 : 100



PENAMPANG SALURAN 80 X 80
SKALA 1 : 100



TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc
Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

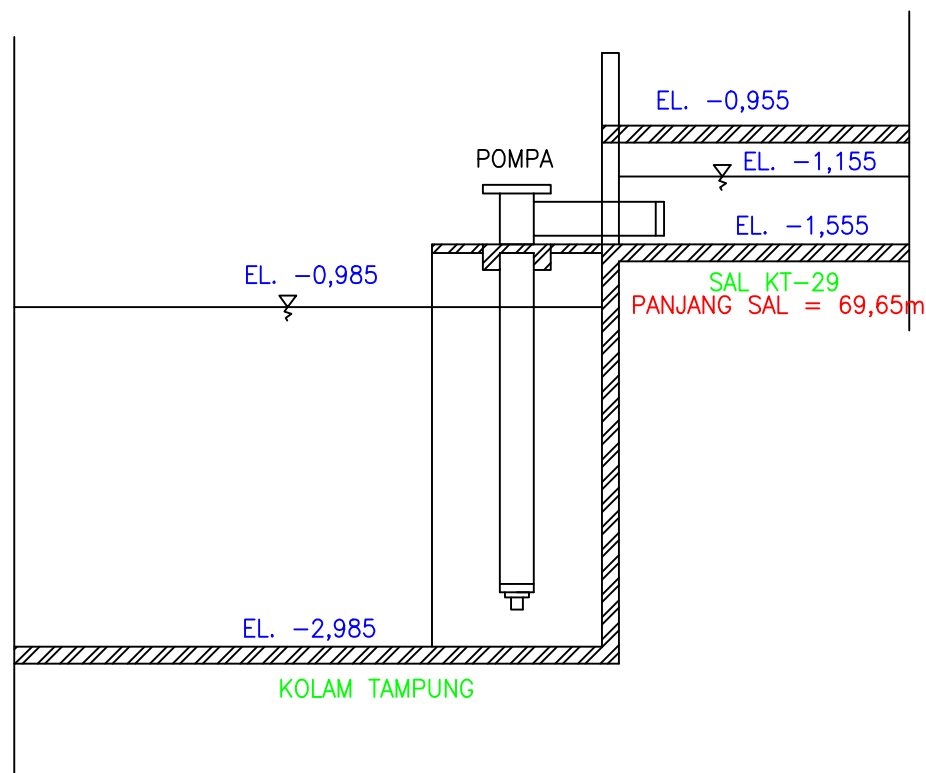
ASTRIAWATI
(311310003)

NAMA GAMBAR

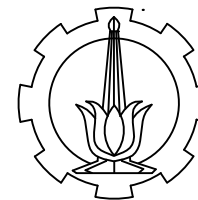
POTONGAN B-B

NOMOR
HALAMAN

185



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 100



TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc
Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

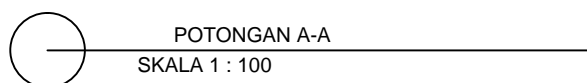
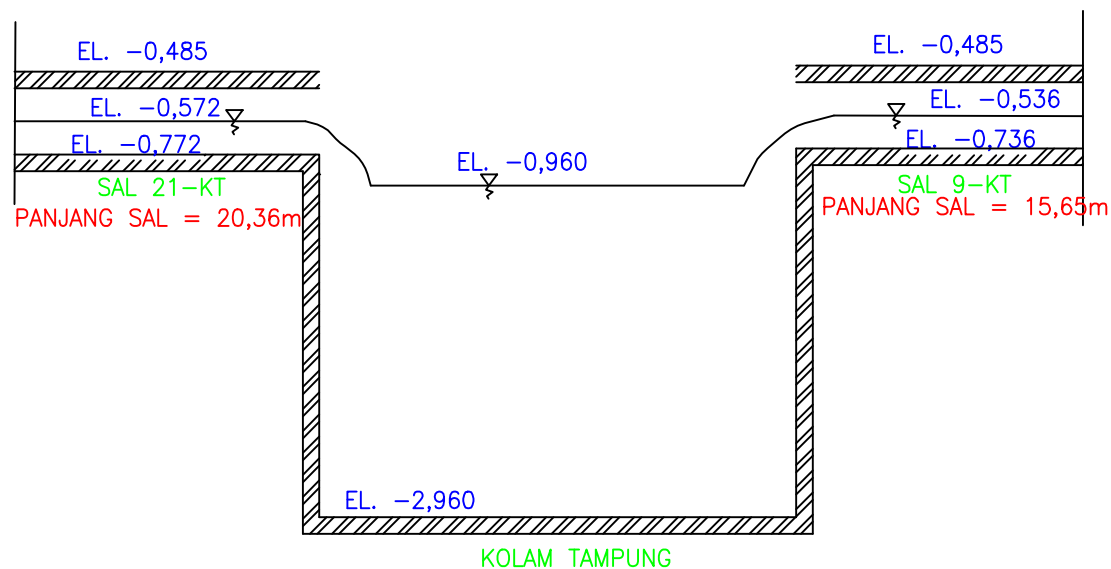
ASTRIAWATI
(311310003)

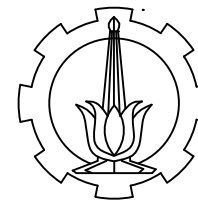
NAMA GAMBAR

POTONGAN A-A

NOMOR
HALAMAN

186





TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc
Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

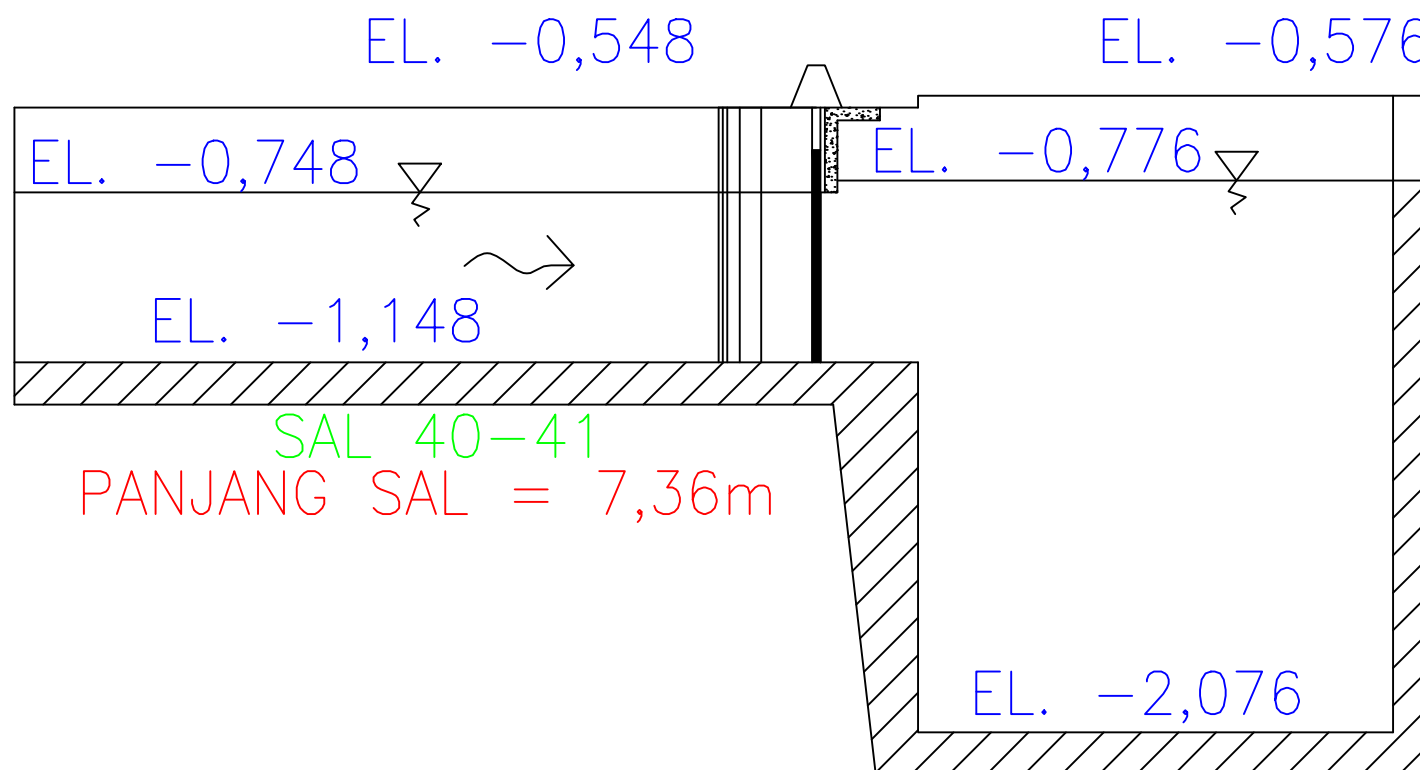
ASTRIAWATI
(311310003)

NAMA GAMBAR

POTONGAN C-C

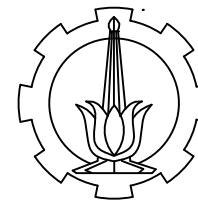
NOMOR
HALAMAN

187



SAL LUAR KAWASAN

POTONGAN C-C
SKALA 1 : 100



TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN SISTEM
DRAINASE APARTEMEN
GRAND DHARMA HUSADA
LAGOON

DOSEN ASISTENSI

Dr. Techn Umboro Lasminto, S.T., M.Sc

Dr. Ir. Edijatno

NAMA MAHASISWA

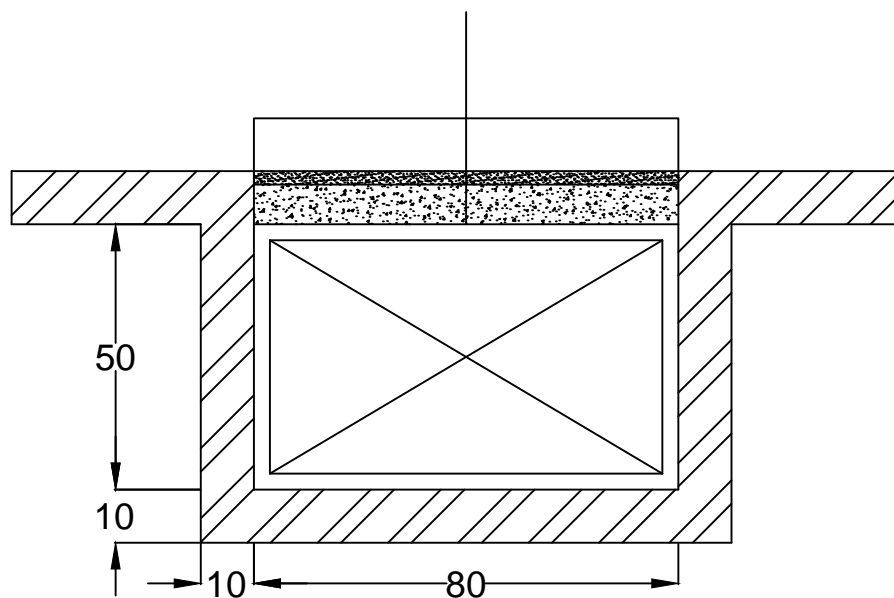
ASTRIAWATI
(311310003)

NAMA GAMBAR

POTONGAN D-D

NOMOR
HALAMAN

188



POTONGAN D-D
SKALA 1 : 100




Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
 Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
 Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. tech. Umboro Lasminto, ST. MSc
NAMA MAHASISWA	: Astriawati
NRP	: 3113100003
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Sistem Drainase Apartemen Dharma Husada Lagoon Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	1/2017/03	- Perhitungan distribusi dan uji kecocokan		
2.	14/2017/03	- menentukan skema saluran apartemen		
3.	20/2017/04	- Perencanaan kolam tampung dibuat 2 kolam tampung - Perhitungan debit air kotor Qair kotor = 70-80% kebutuhan air bersih - Perencanaan roof drain 1/2 saluran hujan -	- perencanaan kolam tampung langsung 1 saja dihitung kapasitas - pemilihan range debit air kotor disesuaikan dengan kapasitas STP - PIPA air hujan langsung dialirkan ke GF 1dk usah ke lantai 3 dulu - Perencanaan saluran air hujan dibuat tipikal.	
4.	10/07/15	- hasil perhitungan dimensi saluran digambarkan 0,4 x 0,4 m - dengan perencanaan 1 kolam tampung, Q yg masuk adalah 0,444 m ³ /debit. dengan area kolam yg ada di dapatkan h = 3,6 m. dengan 5 inlet.		






Jurusan Teknik Sipil It.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111

Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5	17/07/5	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan superposisi inlet pada kolam tampung - 	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan pompa pada STP harus disesuaikan dengan lama nya waktu pengolahan air kotor setiap harinya. - tentukan waktu hujan pada kolam tampung dicoba " TD nya - buat grafik volume & waktu - Q STP ditambahkan saja. 	
6	23/07/5	<ul style="list-style-type: none"> - Pada perhitungan kolam tampung di dapatkan banjir (membutuhkan pompa) pada TD = 80 menit. 	<ul style="list-style-type: none"> - Perhitungan waktu operasional pompa pada STP - himing steady saluran akhir langsung ditambahkan - himing backwater. - Perencanaan pinu air pada saluran outlet 	
7	29/07/5	<ul style="list-style-type: none"> - Pompa 4/ kolam tampung digunakan kapasitas $0,1 \text{ m}^3/\text{s}$ dua buah - Q outlet - Q kolam tampung himing steady ditambahkan dengan Q seluran Jalan hingga dapat Q outlet = $0,271 \text{ m}^3/\text{s}$ direncanakan = $0,435 \text{ m}^3/\text{s}$ ↳ 50% Q seluran pembangunan 	<ul style="list-style-type: none"> - mulai penulisan dan sambar 	



Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)

Jurusan Teknik Sipil Lt.2, Kampus ITS Sukotilo, Surabaya 60111
Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	: Dr. Ir. Edigatno
NAMA MAHASISWA	: Astriawati
NRP	: 3113100003
JUDUL TUGAS AKHIR	: Perencanaan Sistem Drainase Apartemen Dhorma Husada Lagoon Surabaya
TANGGAL PROPOSAL	:
NO. SP-MMTA	:

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
1.	4/2017 4	- Perencanaan skema jaringan	- catchment area	
2.	17/2017 4	- Perencanaan skema air hujan - STP	- Perhitungan t_o $\frac{1}{4}$ air hujan dari roof drain gedung - kapasitas STP	
3	24/2017 4	- Pembuatan skema air hujan harusnya dibuat per tower agar bisa dikontrol - yg dihasilkan STP langsung ditambah di @ saluran.	- Perhitungan kebutuhan air bersih $\frac{1}{4}$ mall dihitung berdasarkan fasilitas umum, kantoran - hitung kedalaman kolam tampung dari volume dan debit yg mesti ditampung. - $\frac{1}{4}$ presentase hasil air kotor amblas antara. itu nanti diatur pada pompa.	
4.	05/17 10s	- inlet menuju kolam tampung ada 5 inlet - hasil yg dibuntakan $\frac{1}{4}$ kedalaman kolam tampung H = 3,6 m. - hasil dimensi saluran 04 x 0,4 (tertutup).	- inlet disuperposisi - hitung dimensi kolam tampung dengan rounding - coba memperhitungkan dua kolam tampung $\frac{1}{4}$ mendapatkan H lebih optimum dengan outlet berbeda - bisa dengan memperluas permukaan - disertakan sambar penutup saluran.	




Form AK/TA-04
rev01

PROGRAM STUDI S-1 JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS
LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR (WAJIB DIISI)
 Jurusan Teknik Sipil lt.2, Kampus ITS Sukolilo, Surabaya 60111
 Telp.031-5946094, Fax.031-5947284



NAMA PEMBIMBING	:	
NAMA MAHASISWA	:	
NRP	:	
JUDUL TUGAS AKHIR	:	
TANGGAL PROPOSAL	:	
NO. SP-MMTA	:	

NO	TANGGAL	KEGIATAN		PARAF ASISTEN
		REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	
5	8/5/2017	- superposisi $\frac{1}{2}$ perhitungan inlet pada kolam pompa. - pompa yg dihasilkan dlm perhitungan hanya butuh 1.	- perbaiki tc max dari superposisi - buat jadi 2 pompa (emergency) - bandingkan outlet dengan 50% dari G yg dihasilkan.	
6	17/5/2017	- Perhitungan kolam tampung dengan volume berdasarkan $\frac{1}{2}$ dari volume limpasan setelah dibangun APT. $V = 2636,84 \text{ m}^3$ $\text{Luas} = 991,477 \text{ m}^2$ $H = 2,6 \text{ m}$ $H \text{ digunakan} = 2,5 \text{ m}$	- Penentuan pompa (kapasitasnya) setengahnya dari yg diizinkan. ditinjau juga kedalaman airase.	

BIODATA PENULIS



Penulis memiliki nama lengkap Astriawati yang biasa dipanggil Astrie. Dilahirkan pada tanggal 6 April 1995 di Jakarta sebagai anak kedua dari dua bersaudara. Penulis bertempat tinggal di Perumahan Harapan Indah Kota Bekasi Barat. Penulis telah menempuh pendidikan formal mulai dari TK ALODIA Bekasi, SD Cindera Mata Bekasi, SMP Cindera Mata Bekasi, SMAN 21 Jakarta, hingga akhirnya diterima sebagai mahasiswa di S1 Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya pada tahun 2013 dengan NRP 3113100003 melalui jalur SNMPTN. Selama perkuliahan penulis aktif mengikuti kegiatan kepanitiaan di KM ITS. Penulis pernah bergabung dalam organisasi kemahasiswaan, yakni sebagai staff Departemen Dalam Negeri HMS FTSP ITS periode 2014-2015 dan sekretaris Departemen Dalam Degeri HMS FTSP ITS periode 2015/2016. Pada akhir semester 6, penulis mendapatkan kesempatan kerja praktek di PT. Adhi Persada Properti proyek Apartemen Grand Dhika City Jatiwarna.

Email : astriawati06@gmail.com